

Konzept zur Bemessung von unbewehrten Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Milan Kito Schultz-Cornelius, M.Sc.

geb. in Berlin

Dekan:	Prof. Dr. rer. nat. Oliver Kornadt
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn
2. Berichterstatter:	Prof. Dr. ir. Eddie Koenders
Tag der mündlichen Prüfung:	10.02.2020

Kaiserslautern 2020

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2013 bis 2018, während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion des Fachbereichs Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Kaiserslautern.

An erster Stelle danke ich herzlich Herrn Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn für die Möglichkeit der Anfertigung dieser Dissertationsschrift sowie die Unterstützung dieser Arbeit durch zahlreiche Anregungen und Diskussionen. Die stetige persönliche und fachliche Förderung, das entgegengebrachte Vertrauen und die Möglichkeit zur selbstständigen Arbeit prägen meine Entwicklung.

Ein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr. ir. Eddie Koenders für das Interesse an meiner Arbeit, die Erstellung des Zweitgutachtens und den angenehmen Austausch zu unterschiedlichsten Forschungsthemen.

Ebenso gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Sadegh-Azar für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Allen Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau und Studierenden gilt mein Dank für die tatkräftige Unterstützung, insbesondere bei den experimentellen Untersuchungen. Ein besonderes großer Dank gilt meinen Hilfsassistenten Yannick Broschart, Stefan Harenberg, Florian Degiuli, Maximilian Kaiser, Daniel Janneck und Lukas Schmitz.

Des Weiteren danke ich meinen Kolleginnen und Kollegen am Fachgebiet für die sehr gute Zusammenarbeit, den intensiven fachlichen Austausch und die schöne Zeit. Ein besonderes Dankeschön, sowohl beruflich als auch privat, gilt dabei Martin Kiesche mit dem mich schon die Studienzeit verbindet und der mir in jeder Lebenslage ein ausgezeichnete Freund ist.

Meiner Familie danke ich für die Unterstützung, die Besuche und das Nachsehen des ein oder anderen entgangenen Familienfestes und -treffens.

Zum Abschluss bedanke ich mich von ganzem Herzen bei meiner wunderbaren Frau Agnieszka für den stetigen Rückhalt, das Vertrauen in mich und meine Arbeit und die anhaltende Geduld ohne das, die Fertigstellung dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Kaiserslautern, im November 2019

Milan Schultz-Cornelius

**Konzept zur Bemessung von unbewehrten
Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton in
mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln**

Inhalt

Inhalt	i
Zusammenfassung	viii
Abstract	ix
Bezeichnungen	x
1 Einleitung	1
1.1 Ausgangssituation und Motivation	1
1.2 Problemstellung	2
1.3 Lösungsansatz und Zielstellung	3
1.4 Methodik	4
2 Zusammenstellung der Grundlagen	6
2.1 Allgemein	6
2.2 Einwirkungen auf Betonfassaden	7
2.2.1 Ständige und vorübergehende Einwirkungen	8
2.2.1.1 Eigengewicht	8
2.2.1.2 Wind	8
2.2.1.3 Temperatur	8
2.2.1.4 Feuchtigkeit	9
2.2.1.5 Frost-Tau-Wechsel, Schnee- und Eislasten	10
2.2.1.6 Schwinden	10
2.2.2 Außergewöhnliche Lasten und Bauzustände	11
2.2.2.1 Transport und Montagelasten	11
2.2.2.2 Anprall und Explosion	11
2.2.2.3 Erdbeben	11
2.2.2.4 Brand	12
2.2.3 Lastfallkombinationen	12
2.3 Fassadensysteme und deren Bemessung	13
2.3.1 Naturstein- und Betonwerksteinfassaden	13
2.3.1.1 Tragverhalten und Bemessung	14
2.3.2 Großformatige Vorhangfassaden	16
2.3.2.1 Tragverhalten und Bemessung	16
2.3.3 Vorsatzschalen in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit punktförmigen Verbindungsmitteln	17
2.3.3.1 Tragverhalten und Bemessung	19
2.3.4 Punktförmig gelagerte Glasfassaden	20

2.3.4.1	Tragverhalten und Bemessung	20
2.4	Zusammenfassung	22
3	Eigenschaften der Materialien	23
3.1	Ultrahochleistungsbeton	23
3.1.1	Wahl der Betonrezeptur	23
3.1.2	Mechanische und physikalische Kenngrößen	27
3.1.2.1	Frischbetoneigenschaften	27
3.1.2.2	Festbetoneigenschaften	27
3.1.2.3	Physikalische Kenngrößen	29
3.2	Verbindungsmittel aus Faserverbundkunststoff	29
3.2.1	Wahl der Verbindungsmittel	31
3.2.2	Geometrische, mechanische und physikalische Kenngrößen	31
3.2.3	Materialverhalten unter dauerhafter Beanspruchung	33
3.3	Dämmstoffe	34
3.3.1	Haft- und Reibverbund zwischen Dämmung und Beton	34
4	Experimentelle Methoden	36
4.1	Einfluss von hygrischer Beanspruchung und Frost-Tau-Wechsel auf die Biegezugfestigkeit von UHPC	36
4.1.1	Stand des Wissens	36
4.1.1.1	Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände	36
4.1.1.2	Frost-Tau-Wechsel	38
4.1.2	Probekörper	40
4.1.2.1	Material und Eigenschaften	40
4.1.2.2	Geometrie, Herstellung und Lagerung	40
4.1.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	41
4.1.4	Ergebnisse	43
4.1.4.1	Grundlagen zur Ermittlung der Bruchspannungen	43
4.1.4.2	Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände	44
4.1.4.3	Frost-Tau-Wechsel	45
4.1.5	Diskussion und Schlussfolgerung	46
4.1.5.1	Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände	46
4.1.5.2	Frost-Tau-Wechsel	48
4.2	Einfluss erhöhter Temperatur auf die Biegezugfestigkeit von UHPC	51
4.2.1	Stand des Wissens	51
4.2.2	Probekörper	53
4.2.2.1	Material und Eigenschaften	53
4.2.2.2	Geometrie, Herstellung und Lagerung	53
4.2.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	54
4.2.4	Ergebnisse	55

4.2.5	Diskussion und Schlussfolgerung	56
4.2.5.1	Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen	56
4.3	Maßstabseffekt bei der uni- und biaxialen Zug- und Biegezugfestigkeit von UHPC	58
4.3.1	Stand des Wissens	58
4.3.1.1	Grundlagen zur Ermittlung der Bruchspannungen	61
4.3.2	Probekörper	62
4.3.2.1	Material und Eigenschaften	62
4.3.2.2	Geometrie, Herstellung und Lagerung	62
4.3.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	63
4.3.4	Ergebnisse und Diskussion	66
4.3.4.1	Ergebnisse	66
4.3.5	Diskussion und Schlussfolgerung	68
4.3.5.1	Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen zur uniaxialen Festigkeit	68
4.3.5.2	Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen zur uni- und biaxialen Festigkeit	70
4.3.5.3	Berechnungsansatz zum Maßstabseffekt der uni- und biaxialen Festigkeit	72
4.4	Einfluss der Gesteinsart und Größe auf die Materialeigenschaften von UHPC	73
4.4.1	Stand des Wissen	73
4.4.1.1	Schwinden	73
4.4.1.2	Temperaturausdehnung	76
4.4.1.3	Mechanische Eigenschaften	78
4.4.2	Probekörper	79
4.4.2.1	Material und Eigenschaften	79
4.4.2.2	Geometrie, Herstellung und Lagerung	80
4.4.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	81
4.4.3.1	Versuchsprogramm	81
4.4.3.2	Schwindversuche	83
4.4.3.3	Temperaturausdehnungsversuche	83
4.4.3.4	Versuche zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften	84
4.4.4	Ergebnisse	85
4.4.4.1	Schwinden	85
4.4.4.2	Temperaturausdehnung	86
4.4.4.3	Mechanische Eigenschaften	87
4.4.5	Diskussion und Schlussfolgerung	88
4.4.5.1	Schwinden	88
4.4.5.2	Temperaturausdehnung	91
4.4.5.3	Mechanische Eigenschaften	93

4.5	Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung von stabförmigen FVK-Verbindungsmitteln	93
4.5.1	Stand des Wissens	93
4.5.2	Probekörper	96
4.5.2.1	Material und Eigenschaften	96
4.5.2.2	Geometrie, Herstellung und Lagerung	96
4.5.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	96
4.5.3.1	Zugtragfähigkeit	97
4.5.3.2	Drucktragfähigkeit	98
4.5.4	Ergebnisse	99
4.5.4.1	Zugtragfähigkeit	99
4.5.4.2	Drucktragfähigkeit	100
4.5.5	Diskussion und Schlussfolgerung	101
4.5.5.1	Zugtragfähigkeit	101
4.5.5.2	Drucktragfähigkeit	102
4.5.5.3	Empirisches Berechnungsmodell zur Ermittlung der Zugtragfähigkeit der Verankerung	103
4.6	Dauerhaftigkeit der Verankerung von stiftförmigen FVK-Verbindungsmitteln	105
4.6.1	Stand des Wissens	105
4.6.2	Probekörper	106
4.6.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	106
4.6.3.1	Statische Zugtragfähigkeit der Verankerung	108
4.6.3.2	Dauerlastversuche	108
4.6.3.3	Zyklische Versuche in Querrichtung	109
4.6.3.4	Zyklische Versuche in Längsrichtung	110
4.6.4	Ergebnisse	110
4.6.5	Diskussion und Schlussfolgerung	112
4.7	Versuche im Fassadenprüfstand zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens	112
4.7.1	Stand des Wissens	112
4.7.2	Probekörper	113
4.7.2.1	Geometrie, Herstellung und Lagerung	113
4.7.3	Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung	115
4.7.3.1	Material und Eigenschaften	116
4.7.3.2	Statische Belastungsversuche	117
4.7.3.3	Dynamischer Belastungsversuch	119
4.7.3.4	Versuch mit hygri-scher Einwirkung	120
4.7.3.5	Versuch unter erhöhter Temperatur	121
4.7.4	Ergebnisse	121
4.7.4.1	Hygri-sche-, thermische und dynamische Vorbelastung	121

4.7.4.2	Statische Belastungsversuche	123
4.7.4.3	Aufnahmen der 3D-Verformungsmessung sowie der Hochgeschwindigkeitskamera zur Untersuchung des Versagensverhaltens	125
4.7.5	Diskussion und Schlussfolgerung	127
4.7.5.1	Einfluss der Vorbelastung	127
4.7.5.2	Statische Versuche	127
5	Rechnerische Untersuchungen	129
5.1	Modell	129
5.1.1	Aufbau und Geometrie	129
5.1.2	Werkstoffe	130
5.1.3	Diskretisierung und durchgeführte Konvergenzuntersuchungen	130
5.2	Nachrechnung der Großversuche	132
5.2.1	Nachrechnung der Feldverformung	132
5.2.2	Nachrechnung der Normalkräfte in den Verbindungsmitteln	133
5.2.3	Zusammenfassung	134
5.3	Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Unterkonstruktion	134
5.3.1.1	Vorgehensweise	134
5.3.2	Stand des Wissens	136
5.3.2.1	Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	136
5.3.2.2	Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	137
5.3.3	Untersuchungsparameter	138
5.3.3.1	Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	138
5.3.3.2	Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	138
5.3.4	Ergebnisse	139
5.3.4.1	Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	140
5.3.4.2	Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	140
5.3.5	Diskussion und Schlussfolgerung	143
5.3.5.1	Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	143
5.3.5.2	Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion	144
5.4	Untersuchungen zur Spannungsverteilung bei einspringenden Ecken	146
5.4.1	Stand der Technik	146
5.4.2	Untersuchungsparameter	147
5.4.3	Ergebnisse	148
5.4.4	Diskussion und Schlussfolgerung	149
5.4.4.1	Berechnung der Formzahl αK	150
6	Bemessungskonzept und Konstruktionsregeln	151
6.1	Allgemeines	151
6.2	Anwendungsbereich	151
6.3	Ermittlung der Schnittgrößen	151

6.3.1	Allgemeines	151
6.3.2	Überschlägliche Schnittgrößenermittlung	152
6.3.3	Schnittgrößenermittlung mittels FEM	152
6.4	Nachweiskonzept	153
6.4.1	Nachweisführung	153
6.4.2	Sicherheitskonzept	153
6.4.3	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	156
6.4.3.1	Begrenzung der Durchbiegung	156
6.4.3.2	Nachweis gegen Absenken der Fassadenplatte	156
6.4.3.3	Schwinden	157
6.4.4	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	159
6.4.4.1	Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Fassadenplatte	159
6.4.4.2	Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Verbindungsmittel	163
6.4.4.3	Nachweis gegen Schubversagen der Verbindungsmittel	164
6.4.4.4	Nachweis gegen Stabilitätsversagen der Verbindungsmittel	165
6.4.4.5	Nachweis gegen Normalkraftversagen der Verankerung	166
6.4.4.6	Nachweis gegen Querkraftversagen der Verankerung	167
6.4.4.7	Nachweis der Resttragfähigkeit	167
6.5	Konstruktionsregeln	168
7	Zusammenfassung und Ausblick	171
7.1	Zusammenfassung	171
7.2	Ausblick	175
	Literatur	176
A	Anhang „Hygrischer Einfluss und Frost-Tau-Wechsel“	202
A.1	Uniaxiale Biegezugversuche	202
A.2	Oberflächenzugfestigkeit	206
B	Anhang „Einfluss von erhöhter Temperatur“	208
C	Anhang „Maßstabseffekt“	210
C.1	Uniaxiale Biegezugversuche	210
C.2	Uniaxiale Zugfestigkeit	213
C.3	Biaxiale Biegezugfestigkeit	215
D	Anhang „Schwinden“	218
E	Anhang „Temperaturausdehnung“	220

E.1	Wahre Temperatúrausdehnung	220
E.2	Scheinbare Temperatúrausdehnung	221
F	Anhang „Mechanische Eigenschaften“	223
G	Anhang „Zugtragfähigkeit der Verankerung“	229
H	Anhang „Dauerhaftigkeit der Verankerung“	230
I	Anhang „Verbindungsmittelimperfection“	232
	Lebenslauf	238

Zusammenfassung

Mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln bestehen aus einer Trag- und Vorsatzschale aus Stahlbeton sowie einer innenliegenden Dämmschicht. Die als Fassade fungierende Vorsatzschale ist in der Regel nichttragend und dient als Wetterschutzschicht für die Wärmedämmung sowie zur Gestaltung des Gebäudes. Trotz der nichttragenden Funktion werden diese Fassaden massiv ausgeführt, da die innenliegende Bewehrung vor Korrosion geschützt werden muss. Das widerspricht dem Trend zu immer größeren, filigranen Sichtbetonfassaden, die ein Minimum an Fugen aufweisen. Durch innovative Entwicklungen im Bereich der Betontechnologie sowie in der Verankerungstechnik wird der Bau von filigranen, unbewehrten, energieeffizienten und nachhaltigen Architekturbetonfassaden mit wenigen Zentimetern Bauteildicke als Vorsatzschale von mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln ermöglicht. Dieses Potential eröffnet sich durch die Verwendung von Ultrahochleistungsbetonen, die sich unter anderem durch ihre hohe Zug- und Biegezugfestigkeit auszeichnen. Durch Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff wird die Fassade mehrfach statisch unbestimmt befestigt. Aufgrund des vergleichsweise geringen Elastizitätsmoduls können die sonst kritischen Belastungen infolge Zwangs reduziert werden.

Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung eines abgesicherten Bemessungskonzeptes um unbewehrte, punktgestützte Fassaden als Vorsatzschicht in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln bemessen zu können. Dabei liegt der Fokus auf der Berücksichtigung von Zwangseinwirkungen, Expositionen und geometrischen Einflüssen. Es werden umfangreiche, kleinmaßstäbliche Versuche durchgeführt, um den Maßstabseffekt, den Einfluss der Tragrichtung, des verwendeten Gesteins sowie Expositionen infolge Temperatur, Feuchtigkeit und Frost-Tau-Wechseln auf den Materialwiderstand zu untersuchen. In Großversuchen werden ausgewählte Expositionen sowie geometrische Parameter am Gesamtsystem erforscht. Weiterhin wird der Einfluss der lokalen und globalen Steifigkeit der Unterkonstruktion analysiert. In einem nächsten Schritt erfolgen die numerische Simulation des Fassadensystems und die Modellverifizierung anhand der Ergebnisse der Großversuche. Mithilfe einer Parameterstudie wird der Einfluss einer globalen und lokalen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion untersucht. Ein weiterer Fokus liegt auf der Spannungsverteilung im Bereich einspringender Bauteilecken.

Die Ergebnisse münden in einem Bemessungskonzept und Konstruktionsregeln für die Fassadenplatte, Verbindungsmittel sowie die Verankerung. Für die Fassade wird ein Biege- und Normalkraftnachweis eingeführt. Die Verbindungsmittel werden auf Biegung und Zug, Schub und Stabilität nachgewiesen. Hinsichtlich der Verankerung wird ein Zug-, Querzug- und Drucknachweis geführt. Das Bemessungskonzept basiert auf einer Kombination der Bemessung von Glas- und Betonwerksteinfassaden, beinhaltet Geometriefaktoren wie im Holzbau und berücksichtigt erstmalig und planmäßig auch Zwangseinwirkungen. Die Berechnungsmodelle werden anhand der Versuchsergebnisse plausibilisiert. Ein semiprobabilistisches Teilsicherheitskonzept mit der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes für UHPC (engl. Ultra High Performance Concrete) sowie ein Resttragfähigkeitsnachweis runden die Arbeit ab.

Abstract

Multi-layer reinforced concrete wall panels consist of a supporting and facing wythe made of reinforced concrete as well as an internal insulation layer. The facing layer, which serves as a façade, is generally non-load-bearing and is used as a weather protection layer for thermal insulation and for the architectural design of the building. Despite their non-load-bearing function, such façades are usually massive, since the internal reinforcement must be protected against corrosion. This contradicts the trend towards larger, filigree exposed concrete façades with a minimum of joints. Through innovative developments in the field of concrete and anchoring technology, the construction of filigree, non-reinforced, energy-efficient and sustainable architectural concrete façades with a thickness of just a few centimetres as a facing wythe for multi-layer reinforced concrete wall panels is made possible. This potential is opened up by the use of ultra-high-performance concretes, which among other features are characterised by their high tensile and flexural strength. The façade wythe is supported by means of glass-fibre reinforced polymeric connectors at several points and so statically indeterminate. The otherwise critical loads caused by constraint can be reduced due to the comparatively low modulus of elasticity of the connectors.

The subject of the thesis is the development of a safe calculation concept in order to be able to design non-reinforced, point-supported façades as a facing wythe in multi-layer reinforced concrete wall panels. The focus is on the consideration of actions due to constraint, exposure and geometric influences. Extensive, small-scale tests are carried out to investigate the scale effect, the influence of the supporting direction, the aggregate used and actions due to temperature, humidity and frost-thaw changes on the material resistance. In large-scale experiments, selected actions and geometric parameters of the entire system are investigated. Furthermore, the influence of the local and global stiffness of the supporting system is analysed. In a next step, the numerical simulation of the façade system and the model verification are carried out on the basis of the results of the large-scale tests. In a parameter study, the influence of global and local change in stiffness of the supporting structure is analysed. A further focus is on the stress distribution in the area of the pressing panel corners.

The results lead to a design concept and design rules for the façade panel, connectors and anchoring. A bending and normal force verification is introduced for the façade panel. The connectors are verified with regard to their bending and tension, shear and stability. With regard to their anchorage, a tensile, transverse tensile and compression check is carried out. The design concept is based on a combination of the design of glass and artificial stone façades, includes geometric factors as in timber structures and takes into account for the first time and according to plan also the effects of constraint. The calculation models are checked for plausibility on the basis of the test results. A semi-probabilistic partial safety factor concept with the determination of the partial safety factor for UHPC (Ultra High Performance Concrete) as well as a residual load-bearing capacity verification completes the work.

Bezeichnungen

Abkürzungen

Abb	Abbildung
abZ	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
char	charakteristisch
CB	ComBAR
dyn	dynamisch
eff	effektiv
EPS	expandiertes Polystyrol
FT	Frost-Tau-Wechsel
FVK	Faserverbund Kunststoff
GFK	glasfaserverstärkter Kunststoff
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HFB	Hochfesterbeton
HPC	High Performance Concrete, Hochleistungsbeton
imp	Imperfektion
LF	Lastfall
max	Maximal
min	Minimal
NFB	Normalfesterbeton
OK	Oberkannte
PUR	Polyurethan-Hartschaum
Ref	Referenz
SAP	Super Absorbing Polymere
SRA	Shrinkage Reducing Admixture, Schwindreduzierer
T+	Temperaturerwärmung
T-	Temperaturabkühlung
T+WD	Temperaturerwärmung mit Winddruck
T+WS	Temperaturerwärmung mit Windsog
T-WD	Temperaturabkühlung mit Winddruck

Bezeichnungen

T-WS	Temperaturabkühlung mit Windsog
Tab	Tabelle
TA-H	Schöck Thermoanker – Horizontal
temp	Temperatur
TL	Trockenlagerung
UHPC	Ultra High Performance Concrete, Ultrahochleistungsbeton
vgl	vergleiche
vorh	vorhanden
VM	Verbindungsmittel
w/b	Wasser-Bindemittel-Wert
wet	feucht
WL	Wasserlagerung
w/z	Wassorzementwert
XPS	extrudiertes Polystyrol
zw	zwischen
zykl	zyklisch

Große lateinische Buchstaben

<i>B</i>	Breite
<i>E</i>	Auswirkung der Einwirkung
<i>F</i>	Kraft
<i>G</i>	Schubmodul
<i>H</i>	Wandhöhe
<i>L</i>	Wandlänge
<i>M</i>	Moment
<i>N</i>	Normalkraft
<i>R</i>	Widerstand, Radius zwischen der Lasteinleitung
R^2	Bestimmtheitsmaß
<i>S</i>	Länge zur Berechnung der Temperaturverschiebung
<i>T</i>	Bauteiltemperatur im Jahresmittel, Temperatur
<i>W</i>	Widerstandsmoment
<i>X</i>	Prüfwert

Y	logarithmierter Prüfwert
-----	--------------------------

Große griechische Buchstaben

$\Delta\vartheta$	Temperaturdifferenz zwischen Vorsatz- und Tragschale
ΔT	Temperaturdifferenz über die Schalendicke

Kleine lateinische Buchstaben

a	Risslänge
b	Breite
d	Plattendicke
h	Bauteilhöhe, Plattendicke
k	Steigung, Kalibrierfaktor
n	Anzahl
p	Flächenlast
r	Kugelradius
t	Alter in Tagen
u	Verschiebung
x	x-Richtung
\bar{y}	Mittelwert der logarithmierten Prüfergebnisse
y	y-Richtung
z	z-Richtung

Kleine griechische Buchstaben

α, β	Winkel zur Beschreibung des Ankerkopfes
γ	Teilsicherheitsbeiwert
η	Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungseinflüssen, Verhältnis zwischen Einwirkung und Widerstand
ρ	Rohdichte
λ	Wärmeleitfähigkeit
μ	Gleitreibungskoeffizient zwischen Dämmung und Beton
ν	Querdehnzahl
φ	relative Luftfeuchte

Große lateinische Buchstaben mit Indizes

$A_{lat,i}$	geometrische Parameter des Ausbruchkegels
$A_{le,i}$	Lasteinzugsflächen je Verbindungsmittel
A_m	Mantelfläche des Verbindungsmittels
A_{VS}	Querschnittsfläche der Vorsatzschale
A_{VM}	Querschnittsfläche des Verbindungsmittels
$A_{lat,surf,comp.}$	Ausbruchfläche an der Betonoberfläche
$A_{lat,surf,cone.}$	Fläche des Ausbruchkegels
$C_{A,Z}$	Dehnsteifigkeit der Verbindungsmittel in Stablängsachse
C_d	Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums
E_B	Biege-E-Modul der FVK-Verbindungsmittel
E_c	Druck-E-Modul der FVK-Verbindungsmittel
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
E_d	Bemessungswert der Einwirkung
$E_{t,1}$	Zugmodul der FVK Verbindungsmittel in Stablängsrichtung
$E_{t,2}$	Zugmodul der FVK Verbindungsmittel in Stabquerrichtung
E_{VM}	der E-Modul des Verbindungsmittels
EI_p	Biegesteifigkeit der Fassadenplatte
F_{calc}	berechnete Kraft
$F_{c,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft
$F_{c,Rd}$	Bemessungswiderstand der Drucktragfähigkeit
F_L	Längskraft am Verbindungsmittel
$F_{m,0}$	mittlere Auszugstragfähigkeit der Verankerung
$F_{max,0}$	max. Auszugstragfähigkeit der Verankerung
F_{max}	Bruchkraft
F_Q	Querlast am Verbindungsmittel
$F_{Rd,0}$	Bemessungswiderstand der Auszugstragfähigkeit
$F_{Rk,0}$	charakteristische Auszugstragfähigkeit
$F_{Rm,0}$	mittlere Auszugstragfähigkeit
F_t	maximale Zugkraft in der Verankerung im Versuch
$F_{t,Ed}$	Bemessungszugkraft in der Verankerung

$F_{t,max,zykl.}$	maximale zyklische Zugkraft in der Verankerung
$F_{t,Rd}$	Bemessungszugwiderstand der Verankerung
F_{test}	im Versuch ermittelter Kraftwert
F_u	maximale Einzellast
$F_{u5\%}$	Quantilwert der Ausbruchlast
$G_{k,j}$	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
M_{Ed}	Bemessungsmoment
M_{cr}	Rissmoment
$M_{x,y,z}$	Moment in x-, y- oder z-Richtung
N_{calc}	berechnete Versuchslast
N_{Ed}	Bemessungsnormalkraft
N_{Rm}	Zugtragfähigkeit der Verankerung
N_{test}	ermittelte Versuchslast
$N_{x,y,z}$	Normalkraft in x-, y- oder z-Richtung
Q_{H20}	Volumenstrom
$Q_{k,i}$	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
R_{Ed}	Bemessungswiderstand
S_X	Standardabweichung
S_Y	logarithmische Standardabweichung
V_{Mod}	Variationskoeffizient der Modellunsicherheit
V_f	Variationskoeffizient der Materialfestigkeit
V_G	Variationskoeffizient der geometrischen Eigenschaften
V_R	Variationskoeffizienten des Tragwiderstandes
$W_{x,y,z}$	Widerstandsmoment in x-, y- oder z-Richtung

Große griechische Buchstaben mit Indizes

ϑ_a	Außentemperatur
ϑ_i	Innentemperatur
ϕ_{imp}	zulässiger Imperfektionswinkel der Verbindungsmittel

Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

a_0	Risslänge
-------	-----------

$\alpha_{exp,B}, \alpha_{exp,F}$	Faktor zur Berücksichtigung von Witterungseinflüssen
a_{VM}	horizontaler Verbindungsmittelabstand
a_{VM1}	horizontaler Verbindungsmittelrandabstand
b_{VM}	vertikaler Verbindungsmittelabstand
b_{VM1}	vertikaler Verbindungsmittelrandabstand
b_{VS}	Vorsatzschalenbreite
c_p	spezifische Wärmekapazität
d_A	Außendurchmesser
d_D	Dicke der Dämmschicht
d_{Fa}	Dicke des Fassadenaufbaus
d_m	mittlerer Verbindungsmitteldurchmesser
d_n	Kerndurchmesser
d_S	Durchmesser des Prüfstempels
d_{TS}	Dicke der Tragschale
d_{VS}	Dicke der Vorsatzschale
d_W	Gesamtwanddicke
f_1	Abminderung der Biegezugfestigkeit bei Emaillierung
f_2	Erhöhung der Biegezugfestigkeit bei Verbundglas
f_3	Abminderung der Biegezugfestigkeit bei Floatglas
$f_{1,ct}$	Faktor zur Ermittlung der Zugfestigkeit
$f_{1,ax}$	Faktor zur Berücksichtigung der Belastungsrichtung
$f_{2,F}$	Expositionsbeiwert bei Frost-Tau Wechseln
$f_{3,ct,T}$	Temperaturbeiwert für die Betonzugfestigkeit
$f_{3,fl,T}$	Temperaturbeiwert für die Betonbiegezugfestigkeit
f_{ck}	Druckfestigkeit
$f_{ck,cube}$	Betondruckfestigkeit am Würfel
f_{ct}	uniaxiale Zugfestigkeit
$f_{ct,I}$	uniaxiale Zugfestigkeit
$f_{ct,eff}$	wirksame Betonzugfestigkeit
$f_{ct,fl,I}$	uniaxiale Biegezugfestigkeit
$f_{ct,fl,I,k}$	charakteristische uniaxiale Biegezugfestigkeit
$f_{ct,fl,II}$	biaxiale Biegezugfestigkeit

$f_{ct,fl,d,i}$	uni- / biaxialer Bemessungswiderstand der Biegezugfestig
$f_{ct,fl,(T)}$	temperaturabhängige Biegezugfestigkeit
$f_{ct,fl,quarz}$	Biegezugfestigkeit mit Quarzgestein
f_{ctd}	Bemessungszugfestigkeit des Betons
$f_{ctd,fl}$	Bemessungswiderstand der Betonbiegezugfestigkeit
f_{ctk}	charakteristische Betonzugfestigkeit
$f_{ctk,fl}$	charakteristische Betonbiegezugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere uniaxiale Zugfestigkeit
$f_{ctm,I}$	mittlere uniaxiale Zugfestigkeit
$f_{ctm,fl}$	mittlere uniaxiale Biegezugfestigkeit
$f_{ctm,fl,I}$	mittlere uniaxiale Biegezugfestigkeit
$f_{ctm,fl,II}$	mittlere biaxiale Biegezugfestigkeit
$f_{ctm,fl,hnom}$	Betonbiegezugfest. bezogen auf die Einbindetiefe der VM
$f_{ctm,fl,h=40mm}$	mittlere uniaxiale Biegezugfestigkeit am Normprisma
$f_{ctm,hnom}$	Betonzugfestigkeit bezogen auf die Einbindetiefe der VM
$f_{ctm,sp}$	mittlere Betonspaltzugfestigkeit
$f_{ctm,(t)}$	mittlere Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt t
f_k	charakteristische Glasbiegezugfestigkeit
f_{td}	dauerhafte Zugspannung im FVK
h_{eff}	effektive Einbindetiefe der Verbindungsmittel
h_{nom}	nominelle Einbindetiefe der Verbindungsmittel
k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Konstruktion
k_{ca}	Schwindbeiwert
$k_{fct,fl,I}$	Maßstabsfaktor bei uniaxialer Biegung
$k_{fct,fl,II}$	Maßstabsfaktor bei biaxialer Biegung
k_{mod}	Modifikationsbeiwert
$k_{r,VM,(t)}$	Abminderungsfaktor bei Relaxation des Verbindungsmittels
$k_{r,c,(t)}$	Abminderungsfaktor bei Relaxation des Betons
$k_{VS,i}$	Maßstabsfaktor zur Berücksichtigung der Plattendicke
l_a	Außenlänge
l_{eff}	effektive freie Länge
l_i	Innenlänge

l_n	Netzlänge
$l_{VM}^{a,b,i}$	Abstand zwischen Verformungsruhepunkt und VM, in Achse a oder b
$min_{a,b}$	minima des Verbindungsmittelrasters a_{VM} bzw. b_{VM}
m_y	Mittelwert der logarithmierten Prüfergebnisse
r_i	Innendurchmesser
r_{VM}	Kernradius des Verbindungsmittels
s_k	effektive Verbindungsmittellänge im Beton, Knicklänge
s_y	Standardabweichung
t_{ansaug}	Luft-Ansaug-Zeit
$t_{ausström}$	Luft-Ausström-Zeit
t_{bm}	mittlere Verbundspannung
t_L	Bauteillebensdauer
u_a	max. zulässige vertikale Verformung der Fassadenplatte
$u_{ca,i}$	Zwangsverformung infolge Schwinden je VM
u_V	Vertikalverformung
u_{VM}	max. zulässige Verformung der VM in Querrichtung
u_z	Verformung in z-Richtung
x_{max}	maximaler Abstand
x_{min}	minimaler Abstand

kleine griechische Buchstaben mit Indizes

α_1	axiale (1) und radiale (2) Temperaturdehnzahl der FVK-Verbindungsmittel
α_{ct}	Langzeitbeiwert für die Betonzugfestigkeit
$\alpha_{exp,B}$	Faktor zur Berücksichtigung von Witterungseinflüssen
$\alpha_{exp,F}$	Faktor zur Berücksichtigung von Frost-Tau-Einflüssen
$\alpha_{imp,i}$	Abminderungsbeiwert bei Verbindungsmittelimperfectionen
α_K	Formzahl
α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient
β_{OZ}	Oberflächenbetonzugfestigkeit
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton

γ_F	Lastfaktor
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen Q
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft
$\gamma_{M,GFK}$	Teilsicherheitsbeiwert für GFK Verbindungsmittel
$\varepsilon_{ca}(t)$	autogene Schwinddehnung
$\varepsilon_{cd}(t)$	Gesamtschwinddehnung
η_1	Kalibrierfaktor, Berücksichtigung der eff. Verankerungstiefe
$\lambda_{1,2}$	axiale (1) und radiale (2) Wärmeleitfähigkeit der VM
ν_u	Steifigkeitsbeiwert
ρ_k	Kerbradius
ρ_r	Ausrundungsradius
σ_1	Hauptspannung
$\sigma_{1,max}$	maximale Hauptspannung
$\sigma_{1,max,ref}$	maximale Hauptspannung des Referenzsystems
$\sigma_{1,imp,98\%}$	Hauptspannung infolge VM-Imperfektion als 2%-Quantil
$\sigma_{1,imp,max}$	maximale Hauptspannung infolge VM-Imperfektion
$\sigma_{1,imp,max}$	maximale Hauptspannung infolge VM-Imperfektion des Referenzsystems
$\sigma_{1,imp,i}$	Hauptspannung infolge Verbindungsmittelimperfektion
$\sigma_{ca,(t)}$	zeitabhängige Zugspannung infolge Schwinden
$\sigma_{c,edge,d}$	Bemessungsdruckspannung am Verbindungsmittelrand
$\sigma_{cd,i}$	dauerhafte Druckspannung im Verbindungsmittel
σ_{Ed}	Einwirkung der Spannung
σ_k	Kerbspannung
σ_N	Nennspannung
σ_{Rd}	Bemessungsbiegezugfestigkeit von Betonwerkstein
σ_{Rk}	charakteristische Biegezugfestigkeit von Betonwerkstein
$\sigma_{t,edge,d}$	Bemessungszugspannung am Verbindungsmittelrand
$\sigma_{td,i}$	dauerhafte, temperaturabhängige Zugspannung im VM
$\sigma_{u5\%}$	5%-Quantil der Biegezugfestigkeit von Betonwerkstein
$\sigma_{x,y,z}$	Spannung in x-, y- oder z-Richtung
τ_b	Verbundspannung

Bezeichnungen

τ_D	Schubspannung infolge Reibung zw. Beton und Dämmung
φ_{imp}	Schiefstellungswinkel der Verbindungsmittel
ψ_i	Kombinationsbeiwert

1 Einleitung

1.1 Ausgangssituation und Motivation

Eine Fassade ist die Außenhülle eines Gebäudes, bestimmt das äußere Erscheinungsbild, trennt den Innenraum von der Außenwelt und schützt vor der Witterung. Herkömmliche Betonfassaden sind in der Regel nichttragende Fertigteile aus Normalbeton und kommen mit der Skelettbauweise in den 1920er Jahren zum Vorschein. Seit 1960 werden Betonfassaden auch als Vorsatzschalen für mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln, mit und ohne nachträglicher Ortbetonergänzung, verwendet. Sowohl Vorhangfassaden als auch Vorsatzschalen können großformatig hergestellt werden und haben eine Mindestdicke von 7 cm. Die Mindestdicke resultiert aus der Betonüberdeckung zum Schutz der, nach EC2 (DIN EN 1992-1-1), notwendigen Betonstahlbewehrung vor Korrosion. Fassadenelemente aus Betonwerkstein können unbewehrt oder mit konstruktiver Bewehrung hergestellt werden. Diese Fassadenelemente haben eine Mindestdicke von 3 cm, sind jedoch durch eine geringe ansetzbare Biegezugfestigkeit auf eine Fläche von zirka 1 – 2 m² begrenzt. Die Verbindung mit der Tragstruktur erfolgt bei den genannten Systemen durch punkt- oder linienförmige Verbindungsmittel aus Edelstahl oder glasfaserverstärktem Kunststoff.

Betonfassaden waren aufgrund der Plattenbauten in den 1970er lange nicht mehr zeitgemäß. Heutzutage ist eine stetige Zunahme ausgeführter Betonfassaden zu verzeichnen. Sichtbeton gilt als „en vogue“ und ist ein häufiges Gestaltungselement vieler Architekten. Diese wünschen sich filigrane, großflächige Sichtbetonfassaden mit makellosen Oberflächen und geringer Fugenanzahl. Das ist durch neue Betongenerationen, Verankerungssysteme und Herstellungsmethoden möglich. Allerdings fehlen noch Bemessungskonzepte, um diesem Sachverhalt Rechnung zu tragen.

Die Motivation dieser Arbeit besteht in der Erarbeitung eines solchen Bemessungskonzepts für großformatige, filigrane Sichtbeton-Fassadenelemente, die den derzeitigen Ansprüchen der Architektur gerecht werden (Abb. 1.1) und als Deckschicht von Stahlbetonwandtafeln fungieren. Neben der großen Marktrelevanz liegen die Vorteile eines solch neuen Systems:

- in der Einsparung von CO₂ durch weniger Material- und somit Zementbedarf,
- in einer größeren Nutzfläche des Gebäudes,
- in geringeren Anforderungen an die Verbindungsmittel, wodurch deren Anzahl und damit Wärmebrücken reduziert werden,
- in der Verringerung von Transportkosten,
- sowie in kleineren Hebezeugen und der vollständigen Recyclebarkeit.

Durch die Verwendung selbstverdichtender Betone kann der Arbeitsschritt des Verdichtens gespart und die Herstellung vereinfacht werden. Dadurch wird ein aktiver Beitrag zur Nachhaltigkeit, Energie- sowie Kosteneffizienz geleistet.



Abb. 1.1: Gestaltungsmöglichkeiten von Fassadenplatten aus Nanodur, hergestellt von Architekturstudenten der TU Kaiserslautern, Ausgezeichnet durch die „Concrete Design Competition 2016/17: SURFACE“ des Informationszentrum Beton (Quelle: Sven Paustian, online: <http://www.svenpaustian.com>)

1.2 Problemstellung

Um großformatige filigrane Vorsatzschalen zu realisieren, werden bisher unterschiedliche Ansätze verfolgt. Diese bestehen beispielsweise in der Verwendung von Faserbeton oder nichtkorrosiven Bewehrungsmaterialien aus faserverstärktem Kunststoff. Diese Materialien steigern die Duktilität des Betons, führen aber zu unwirtschaftlichen Fassadenelementen, da häufig mehrere Hochleistungsmaterialien (z.B. UHPCFRC – Ultrahochleistungsbeton und Kurzfasern) miteinander kombiniert werden. Weiterhin sind oft große Investitionen in die Produktionstechnik nötig. So können viele UHPC's nur mit Hochleistungsbetonmischern hergestellt werden, die separate Produktionsstrecken erfordern. Das gleiche gilt für die manufakturähnliche Konfektionierung von kosten- und verarbeitungsintensiven Bewehrungsmaterialien aus unterschiedlichsten Fasern oder Verbundwerkstoffen. Der Nachteil liegt in der früheren Rissbildung bedingt durch die verwendeten Bewehrungsmaterialien. Sichtbetonfassaden sollen rissfrei sein. Infolge der Verwendung von stabförmiger (Pahn 2016); textiler (Jesse 2010) oder faserartiger Bewehrung (Korb 2010) kommt es zu einer verfrühten Rissbildung bei Belastung. Die Bewehrungsmaterialien erhöhen die Duktilität dieser nichttragenden Bauteile, führen aber zu Inhomogenität in der Betonmatrix.

Aus diesem Grund sollen die Fassadenelemente unbewehrt und großformatig ausgeführt werden, deren Abmessungen derzeit auf wenige Quadratmeter beschränkt sind. Die fehlende Duktilität dieser nichttragenden Fassadenplatte muss durch ein abgesichertes Bemessungs- und Sicherheitskonzept ausgeglichen werden. Dazu ist es notwendig, ein Nachweisformat zu erarbeiten sowie Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen. Auf der Materialseite fehlen Erkenntnisse zur Biegezug- und Zugfestigkeit

von UHPC unter Expositionen wie Temperatur, Feuchtigkeit und Frost sowie zum Einfluss von Geometrie, der Tragrichtung und des Schwind- und Temperaturexpansionsverhaltens. Hinsichtlich der Verankerung bestehen Fragestellungen zur Zug- und Drucktragfähigkeit sowie deren Dauerhaftigkeit in dünnen UHPC Platten. Weiterhin muss untersucht werden, ob Systemeinflüsse wie die Steifigkeit der Unterkonstruktion und lokale Verbindungsmittelimperfectionen berücksichtigt werden müssen und inwieweit Öffnungen einen Einfluss auf das Tragverhalten zeigen.

1.3 Lösungsansatz und Zielstellung

Um großformatige, unbewehrte UHPC Fassadenplatten zu realisieren, sollen diese als Vorsatzschale einer Stahlbetonwandtafel eingesetzt werden. Durch die Mehrfachbefestigung werden kleine Stützweiten und eine sichere Befestigung erzielt.

Während andere Forschungsarbeiten auf die mittragende Wirkung der Vorsatzschale abzielen (*Pahn 2011b*), liegt der Fokus dieser Arbeit auf dem Ursprung der Funktionalität der Fassade: Einer möglichst dünnen und optisch hochwertigen Wetterschutzschicht. Der prinzipielle Aufbau des untersuchten Sandwichelements entspricht dem derzeitigen Stand der Technik. Die grundlegende Veränderung besteht in der Substitution des Stahlbetons der Vorsatzschale durch unbewehrten UHPC und der Verwendung von Verbindungsmitteln aus unidirektional faserverstärktem Kunststoff (FVK). Dadurch entsteht ein neuartiges UHPC Sandwichelement mit einer filigranen Deckschicht (Abb.1.2).

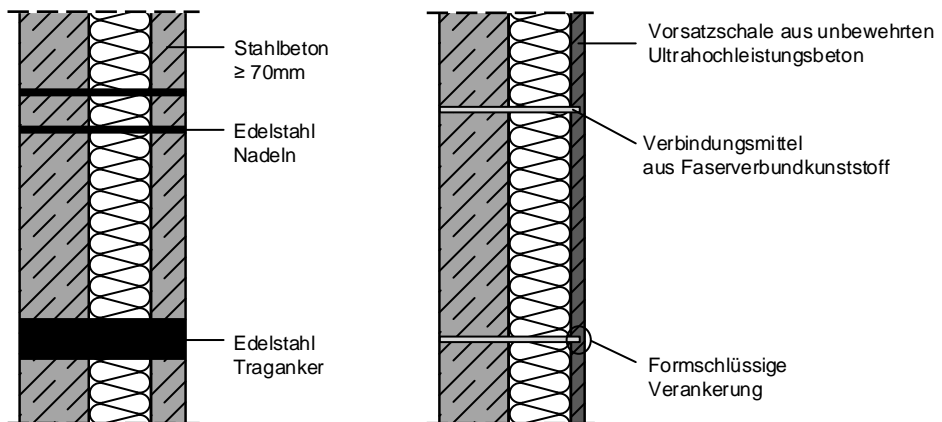


Abb. 1.2 links: herkömmliche Sandwichschicht; rechts: untersuchtes UHPC Sandwichschicht

Bei der Wahl des Dämmstoffes ist das Herstellverfahren maßgebend. Bei einer frisch-in-frisch Betonage sollen ausschließlich drucksteife und bei einem nachträglichen Einweisen der Vorsatzschale auch druckweiche Dämmstoffe verwendet werden. Die in der vorliegenden Arbeit untersuchten Ultrahochleistungsbetone basieren auf der Bindemittelvormischung Dyckerhoff NANODUR® Compound 5941, mit der UHPC in konventionellen Mischanlagen hergestellt werden kann. Als Verbindungsmittel werden verformungsweiche Schöck Thermoanker® TA-H mit einem optimierten Ankerkopf

verwendet. Diese Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) besitzen eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für dreischichtige Stahlbetonwandtafeln aus Normalbeton.

Basierend auf diesem neuen System liegt das Ziel dieser Arbeit in der Erforschung des Tragverhaltens dieser unbewehrten, punktgestützten UHPC-Fassadenplatten mit punktförmigen Verbindungsmitteln aus unidirektional verstärktem Kunststoff. Sowie in der Entwicklung eines abgesicherten Bemessungskonzeptes und dazugehörigen Konstruktionsregeln. Die Bemessung der Tragschale erfolgt herkömmlich nach *DIN EN 1992-1-1* und ist nicht Gegenstand der Untersuchungen.

1.4 Methodik

Zunächst werden die Grundlagen hinsichtlich der Einwirkungen und bestehenden Bemessungsansätzen für relevante Fassadensysteme zusammengestellt und die Eigenschaften der für das System verwendeten Materialien erläutert (Abb. 1.3).

Anhand von umfangreichen Versuchsreihen an klein- und großmaßstäblichen Probekörpern werden in Kapitel 4 der Einfluss der Geometrie und der Exposition auf die Materialeigenschaften von UHPC systematisch erforscht. Anschließend werden wirklichkeitsnahe Einwirkungen untersucht. Dazu zählen die Untersuchung des Temperaturexpansionskoeffizienten und autogenen Schwindens des UHPC's zur genauen Ermittlung von Zwangseinwirkungen. Weitere Versuchsreihen untersuchen die Dauerhaftigkeit der Verankerung sowie deren Tragfähigkeit. Abschließend erfolgen mehrere großmaßstäbliche Bauteilversuche zur Überprüfung der Ergebnisse.

In Kapitel 5 stehen rechnerische Untersuchungen im Fokus. Dazu gehört die Nachrechnung der Bauteilversuche, wodurch ein erstelltes Finite-Elemente-Modell verifiziert wird. Das Modell wird zur Untersuchung der Spannungsverteilung in der Fassadenplatte im Bereich einspringender Ecken sowie des Einflusses der Unterkonstruktion verwendet. Da diese aus stabförmigen Verbindungsmitteln besteht, wird sowohl eine globale als auch lokale Steifigkeitsänderung infolge einer Verbindungsmittelimperfection erforscht.

Die Ergebnisse münden in einem Bemessungskonzept und dazugehörigen Konstruktionsgrundlagen in Kapitel 6. Das beinhaltete Sicherheitskonzept führt zu einem Teilsicherheitsbeiwert für UHPC unter Berücksichtigung der Streuung des Modells, der Geometrie und der Materialfestigkeit. Weiterhin werden Empfehlungen zur Schnittgrößenermittlung mittels FEM-Statiksoftware gegeben. Die erarbeiteten Nachweisformate sind an die Bemessung von Betonwerkstein- und Glasfassaden angelehnt. Ein Großteil der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden im Rahmen des aufgestellten Bemessungskonzeptes anhand der Versuchsergebnisse verifiziert.

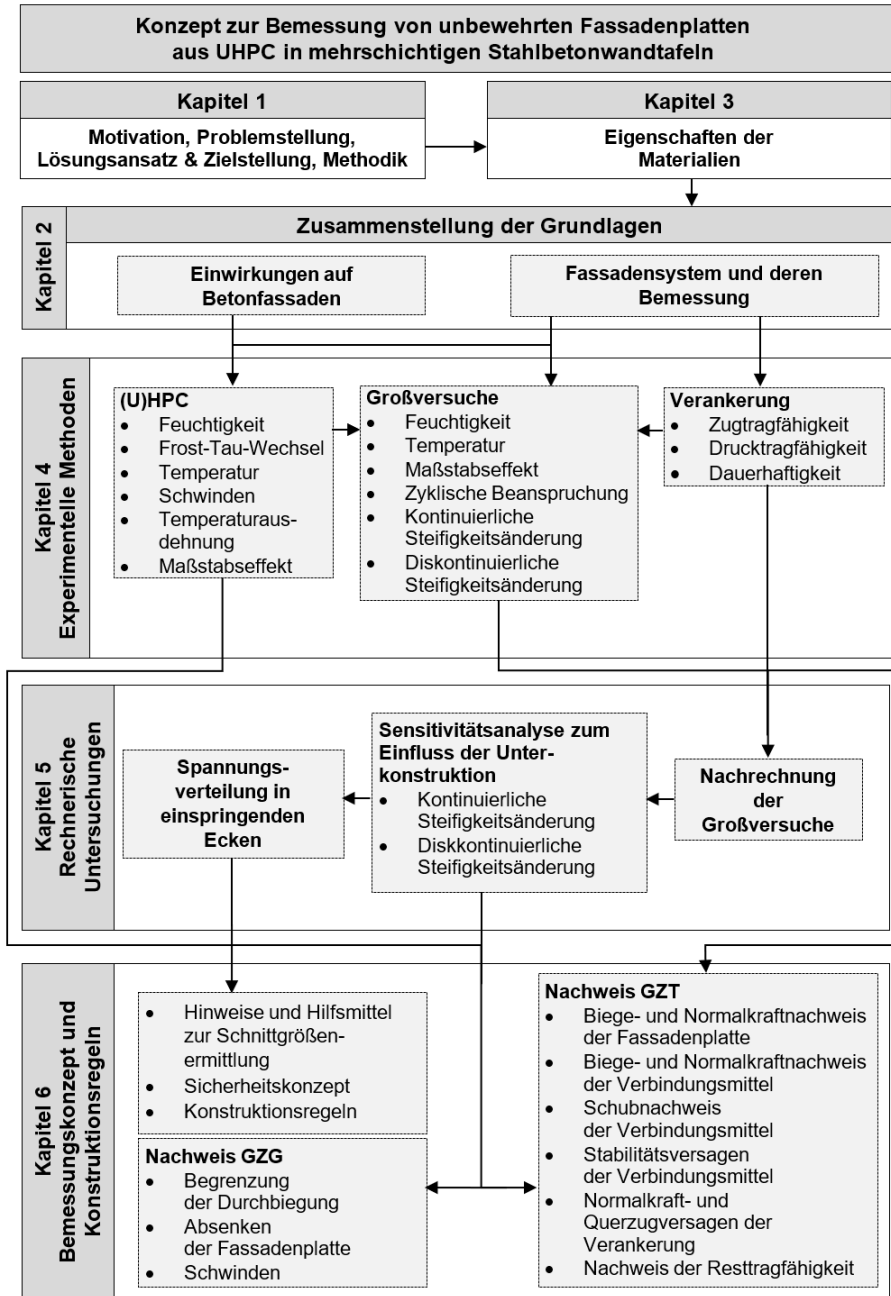


Abb. 1.3: Vorgehensweise und Gliederung der Arbeit

2 Zusammenstellung der Grundlagen

2.1 Allgemein

Die Fassade bildet den Raumabschluss eines Gebäudes nach außen und ist bestimmend für das Erscheinungsbild. Neben der Aufgabe als gestalterische Gebäudehülle, muss die Fassade statischen, konstruktiven sowie bauphysikalischen Ansprüchen genügen. Hierfür sind Fassaden aus Betonfertigteilen aufgrund der hohen Ausführungsqualität und der zahlreichen Gestaltungsmöglichkeiten besonders geeignet. Während beim gewöhnlichen Ort beton die Möglichkeiten der Gestaltung und konstruktiven Ausbildung herstellungsbedingt eingeschränkt sind, besteht bei im Werk produzierten Fertigteilen eine Vielzahl an Bearbeitungs- und Herstellungsmöglichkeiten.

Diese Fassaden aus Betonfertigteilen werden aus einzelnen Fassadenelementen zu einer homogenen Einheit zusammengefügt, weil bestimmte Abmessungen nicht überschritten werden können. Da die Gebäudeaußenhaut keine geschlossene Fläche bildet, sondern aus Einzelementen zusammengesetzt ist, ist der Fuge und der Fassadenverankerung in funktionaler und konstruktiver Hinsicht besondere Aufmerksamkeit zu schenken (*Bachmann et al. 2010*). Fassadensysteme aus Stahlbetonfertigteilen haben insbesondere durch den massenhaften und gestalterisch wenig sensiblen Einsatz in den 1960er und 70er Jahren an Attraktivität verloren. Darüber hinaus kam es immer wieder zu Betonabplatzungen, die auf die Korrosionsanfälligkeit der Betonstähle und nicht ausreichende Betondeckungen zurückzuführen sind, sowie zu Korrosionsschäden an den Verankerungen.

Seit Mitte der 1990er Jahre ist ein verstärktes Interesse an Betonfertigteilen als sichtbarem Gebäudeabschluss und die Gestaltung von Architekturfassaden zu beobachten – die Verwendung von Sichtbeton ist populär und hat an Akzeptanz gewonnen. Dieser Trend wird durch die ab den 1970er Jahren zunehmend standardisierten Verankerungssysteme mit entsprechenden Zulassungen, die Verwendung ausreichend bewehrter, zum Teil auch demontierbarer Systemlösungen und Neuentwicklungen, wie z.B. Fassadenelementen aus ultrahochfestem Beton oder Fassadenplatten aus textilbewehrtem hochfestem Feinbeton, begünstigt.

Grundsätzlich unterscheidet man bei der Planung von Fassadenelementen aus Betonfertigteilen zwischen den in Abb. 2.1 dargestellten Konstruktionsmöglichkeiten:

- mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln
- großformatige Vorhangfassaden
- kleinformative, vorgehängte Betonwerksteinfassaden

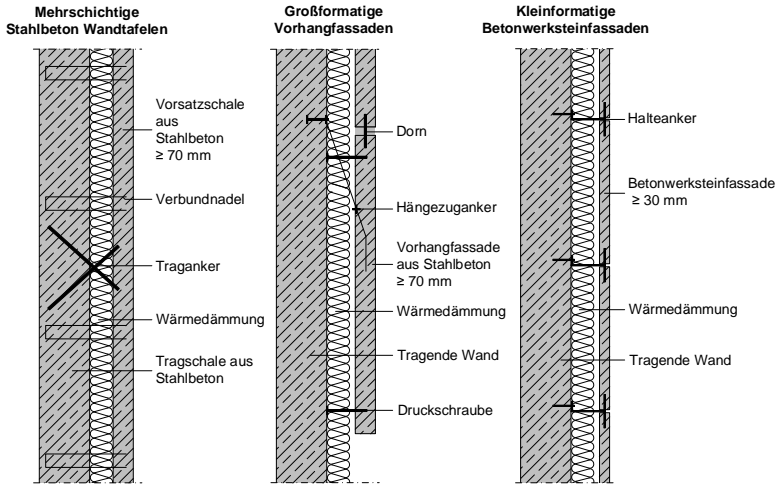


Abb. 2.1: Darstellung unterschiedlicher Betonfassadensysteme (Bachmann et al. 2010)

In den folgenden Abschnitten des zweiten Kapitels werden die relevanten Einwirkungen für das in Abschnitt 1.3 vorgestellte Fassadensystem zusammengetragen. Außerdem wird der Stand der Technik von vergleichbaren Fassadensystemen, insbesondere deren Tragverhalten und Bemessung zusammengetragen und erörtert.

2.2 Einwirkungen auf Betonfassaden

Betonfassaden sind nichttragende Bauteile und unterliegen während ihrer Lebensdauer einer Vielzahl von unterschiedlichen Einwirkungen. Dazu gehören klimatische Einwirkungen wie Temperatur, Feuchtigkeit und Wind, aber auch außergewöhnliche Einwirkungen. In der nachfolgenden Abb. 2.2 sind alle relevanten Einwirkungen für das untersuchte Fassadensystem abgebildet. Die folgenden, aus verschiedener Literatur recherchierten, Einwirkungen gelten für nichttragende, freihängende Betonfassaden über der Geländeoberkante.

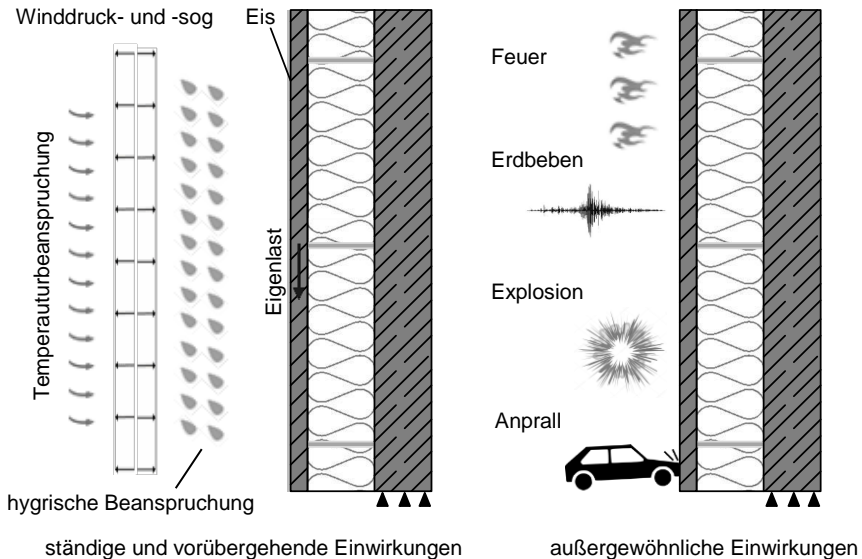


Abb. 2.2: Einwirkungen auf nichttragende, freihängende Betonfassaden über der Geländeoberkannte; links: ständige und vorübergehende Einwirkungen; rechts: außergewöhnliche Einwirkungen

2.2.1 Ständige und vorübergehende Einwirkungen

2.2.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Fassade und eventuelle Ausbaulasten sind ständige Einwirkungen nach *DIN EN 1991-1-1* und werden über die Verbindungsmittel aufgenommen und in die Tragstruktur des Gebäudes weitergeleitet.

2.2.1.2 Wind

Windsog- oder Winddruckkräfte sind eine zyklisch widerkehrende Einwirkung senkrecht zur Fassadenplatte. Die Größe der Belastung ist abhängig von der geographischen Lage, der Gebäudehöhe, den Gebäudeabmessungen und der umgebenden Bebauung. Die einwirkenden Windlasten sind stets unterschiedlich und bereichsabhängig. Als Berechnungsgrundlage dient *DIN EN 1991-1-4/NA*.

2.2.1.3 Temperatur

Fassaden sind erheblichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Diese sind nicht nur jahreszeitlich bedingt, sondern können auch innerhalb kürzester Zeit, z.B. bei einem plötzlichen Gewitterregen im Sommer, auftreten. Prinzipiell muss zwischen einem Temperaturgradienten ΔT in der Fassadenplatte und einer gleichmäßigen Erwärmung $\Delta \vartheta$ unterschieden werden. Der Temperaturgradient ΔT bewirkt ein Schüsseln der Fassadenplatte und die gleichmäßige Bauteiltemperatur $\Delta \vartheta$ eine Ausdehnung in Scheibenebene. Die Temperaturdifferenz $\Delta \vartheta$ beschreibt den Temperaturunterschied zwischen der jeweiligen Schwerachse der Vorsatz- und

Tragschale. Für die Bemessung sind für nichthinterlüftete Sandwichwände die Temperaturen nach *DIBt 1995* in Tab. 2.1 anzusetzen sowie ein Temperaturgradient von $\Delta T = 5 \text{ K}$.

Tab. 2.1: Bei der Bemessung anzusetzende Temperaturen für nicht hinterlüftete Sandwichwände nach *DIBt 1995*

ohne Hinterlüftung	Sommer	Winter
Betontemperatur innen ϑ_i		+20°C
Betontemperatur außen ϑ_a	+65°C	-20°C
Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$	45 K	40 K
Temperaturgradient ΔT		±5 K

Für hinterlüftete Fassaden oder Sandwichwände mit Hinterlüftung gelten die Temperaturen nach *DIN 18516-1* in Tab 2.2. Nach *Gastmeyer 1995* ergibt sich ein höherer Temperaturgradient, da sich kein günstig wirkender Wärmestau in der Luftschicht vor der Wärmedämmung aufbauen kann.

Tab 2.2: Bei der Bemessung anzusetzende Temperaturen für hinterlüftete Betonwerksteinfassaden nach *DIN 18516-1*

mit Hinterlüftung	Sommer	Winter
Betontemperatur innen ϑ_i		+20°C
Betontemperatur außen ϑ_a	+80°C	-20°C
Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$	60 K	40 K
Temperaturgradient ΔT	±1,5 K/cm x Fassadendicke in cm	

2.2.1.4 Feuchtigkeit

Da Fassadenbauteile ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, kommt es zu einer hygrischen Beanspruchung der Fassadenplatte. Abhängig vom Wasseraufnahmeverhalten des Betons kann sich ein Feuchtegradient über die Plattendicke einstellen (Abb. 2.3). Daraus resultiert ein innerer Spannungszustand infolge Quellen. Diese Einwirkung wird für Betonwerksteinfassaden auf der Seite des Materialwiderstandes durch die Annahme eines Abminderungsbeiwertes berücksichtigt (*ZDB 2013*).

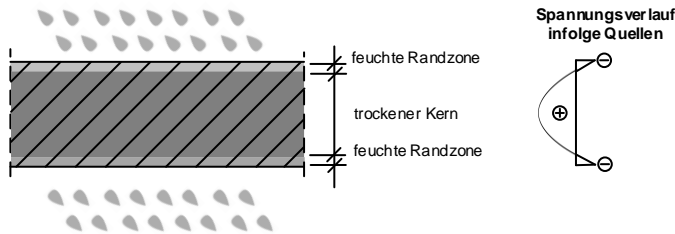


Abb. 2.3: Beispiel zum inneren Spannungszustand einer im Wasser gelagerten Betonplatte infolge hygrischer Beanspruchung

2.2.1.5 Frost-Tau-Wechsel, Schnee- und Eislasten

Schnee- (*DIN EN 1991-1-3*) und Eislasten (*DIN 1055-5*) müssen in der Regel nur für geneigte Fassaden berücksichtigt werden (vgl. Abs. 4.1). Einwirkungen aus Frost werden für Betonwerksteinfassaden, analog zu hygrischer Einwirkung (Abs. 2.2.2.4), nach *ZDB 2013* auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Ein ähnlicher Ansatz wird für Natursteinfassaden nach *DIN 18516-3* mit *DNV BTI 1.5 2012* verfolgt. Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass Frost-Tau-Wechsel zu einer Schädigung der Betonoberfläche führen können, wodurch die mechanischen Eigenschaften negativ beeinflusst werden.

2.2.1.6 Schwinden

Beim Aushärten von Beton kommt es unweigerlich zu Schwindverformungen des Betons. Dies führt einerseits zu einer Verkürzung des Bauteils und besonders bei Sandwichtafeln auch zu einer Verkrümmung der Betonschalen bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ (vgl. Abb. 2.4)

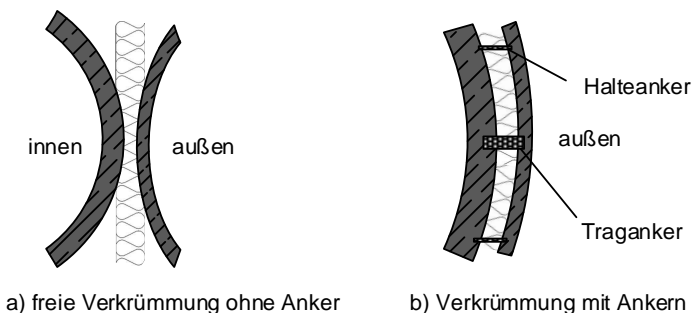


Abb. 2.4: Krümmung von Mehrschichten-Fassadenplatten nach *Bindseil 2012*

Die jeweils außen liegenden Betonoberflächen trocknen an der Oberfläche aus, was zu einer gegenseitigen konkaven Krümmung der Schalen führt. Dieser Krümmung wirken die Verbindungsmittel zwischen Vorsatz- und Tragschale entgegen, sodass der wesentlich schlankeren und somit biegeweicheren Vorsatzschale eine Verkrümmung

entgegen der Wirkungsrichtung ihres inneren Spannungszustandes aufgezwungen wird. Das erhöht den Betrag des inneren Spannungszustandes und führt zu einer erhöhten Rissgefahr in der Vorsatzschale.

Zusätzlich kann es durch das zeitversetzte Betonieren der beiden Schalen, unterschiedliche Betonmischungen sowie Bauteildicken zu unterschiedlichen Schwindverformungen kommen. Dies hängt stark von der Reihenfolge der Betonage und somit des Herstellungsprozesses und der verwendeten Betone ab und ist im Einzelfall zu betrachten. Der Nachweis der Schwindverformungen erfolgt nach *DIN EN 1992-1-1* im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

2.2.2 Außergewöhnliche Lasten und Bauzustände

2.2.2.1 Transport und Montagelasten

Transport und Montagelasten sind je nach Herstell- und Einbausituation zu analysieren und in der Bemessung zu berücksichtigen. In Abb. 2.5 sind verschiedene Szenarien dargestellt.



Abb. 2.5: verschiedene (un)übliche Transport- und Montagezustände; links: Abheben vom Kipptisch im Fertigteilwerk; mitte: abgestelltes Sandwichelement; rechts: Einzellast in der Fassade infolge einer Kippsicherung

2.2.2.2 Anprall und Explosion

Eine wirtschaftliche Fassadenbemessung ist für Anpralllasten nicht möglich (*Stein 2000*). Aus diesem Grund muss, wenn notwendig, auf konstruktive Lösungen, wie einen lokal anzuordnenden Anprallschutz, zurückgegriffen werden. Das gleiche gilt für eine Einwirkung infolge Explosion. Hier kann eine Absturzsicherung als konstruktive Maßnahme geplant werden, um vor herabfallenden Fassadenteilen zu schützen.

2.2.2.3 Erdbeben

In Erdbebengebieten können die anzusetzenden Einwirkungen aus Erdbeben die Windlasten übertreffen. Bei Erdbeben wird das Tragwerk durch Erschütterungen im Untergrund einer dynamischen Belastung ausgesetzt. Die Bemessung erfolgt nach *DIN EN 1998-1* und muss für das jeweilige Tragwerk gesondert und standortabhängig

betrachtet werden. In der Regel wird die dynamische Einwirkung durch eine statische Erdbebenersatzlast ausgedrückt. Das Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg definiert beispielsweise zusätzliche Mindestanforderungen an nichttragende Bauteile, wie u.a. Fassaden. Demnach müssen diese so konstruiert, bemessen und befestigt sein, dass von ihnen im Falle eines Erdbebens keine Gefahr ausgehe (Pfister 2008).

2.2.2.4 Brand

Fassaden aus Beton sind nicht brennbar. Je nach Anforderung können jedoch besondere Ansprüche an die Betonrezeptur bestehen, um ein Abplatzen von größeren Betonteilen zu verhindern. Angaben zum Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung können *DAfStb Heft 590* entnommen werden und sind bei einer Brandanforderung zu berücksichtigen.

2.2.3 Lastfallkombinationen

Alle Einwirkungen werden nach *DIN EN 1990* im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Grundkombination (ständige und vorübergehende Bemessungssituation) wie folgt überlagert:

$$E_d = E \cdot \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.1)$$

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgt die Lastfallkombination nach der Empfehlung von *Pahn 2012* in der selten (char.) auftretenden Kombination:

$$E_d = E \cdot \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.2)$$

Oder für den Fall der Durchbiegungsbegrenzung nach *DIN 18516-5* zu:

$$E_d = E \cdot \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (2.3)$$

Dabei ist:

$G_{k,j}$	char. Wert einer ständigen Einwirkung
$Q_{k,1}$	char. Wert einer maßgebenden veränderlichen Leiteinwirkung
$Q_{k,i}$	char. Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Begleiteinwirkung
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
$\psi_{i,i}$	Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung

Die Kombinationsbeiwerte sind *DIN EN 1990/NA*, Tab. NA. 1.1 zu entnehmen.

2.3 Fassadensysteme und deren Bemessung

2.3.1 Naturstein- und Betonwerksteinfassaden

Betonwerkstein wird bereits seit 1850 als Sandsteinersatz für viele Brunnen, Balustraden, Treppenanlagen und Attikazonen verarbeitet. Diese Bauweise hat während der Gründerzeit bis in die 1920er Jahre seine Blütezeit. Später wird Betonwerkstein als Alternative zu hinterlüfteten Natursteinfassaden verwendet. Die Ursprünge der statischen Berechnung und Bemessung dieser Fassaden entstanden in den 1970er Jahren. Bis zum heutigen Zeitpunkt gibt es infolge dieser historischen Entwicklung nahezu keine Unterschiede zwischen der Bemessung und Berechnung von hinterlüfteten Natur- und Betonwerksteinfassaden, sowohl hinsichtlich der Nachweisführung als auch des Sicherheitskonzeptes.

Die ersten Methoden zur Schnittgrößenermittlung werden ursprünglich für Naturwerksteinfassaden von *Kraus 1987; 1985; 1980* und *Utescher 1981* entwickelt, aus denen *Wieczorek 1985* ein Rechenverfahren ableitet. Dieses basiert auf dem Berechnungsverfahren für eckpunktgestützte Platten nach *Hahn 1971* und *Stiglat und Wippel 1976*. Im Zuge der architektonischen Weiterentwicklung kommt es zu immer mehr Plattengeometrien, die mit diesem Verfahren nicht berechnet werden können. Aus diesem Grund wird das Berechnungsverfahren von *Utescher 1981* um eine einseitig überkragende Platte erweitert. Dazu bedient er sich einer Parameterstudie mittels FEM und ermittelt theoretische Momentenbeiwerte. Die gewählten, statischen Systeme nähern sich damit immer weiter dem realitätsnahen Tragverhalten und es müssen nun Effekte untersucht werden, die durch die bisherigen, auf der sicheren Seite gewählten, statischen Systeme, nicht berücksichtigt werden müssen. Da bei dem weiterentwickelten statischen System die Querkraft im Bereich der maximalen Momente am größten ist, muss untersucht werden, ob es einen Zusammenhang zwischen Auflagerkraft und Stützmoment gibt, der bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. Diese Interaktion wird von *Kraus 1980* ausgeschlossen, wodurch eine getrennte Nachweisführung für die Befestigung und die Fassadenplatte durchgeführt werden kann. Die bis dato verwendeten Berechnungsverfahren verfolgen die Philosophie, die vorhandenen Systeme durch vereinfachte – auf der sicheren Seite liegende – statische Systeme zu ersetzen. Aus diesem Grund wird von *Stein 1993* erstmals der Gedanke einer optimierten Fassadenberechnung verfolgt und zunächst mit den bestehenden Berechnungsansätzen aufgezeigt. Anschließend erweitert *Stein 1990* das bis dahin gültige Berechnungsverfahren von *Utescher 1981*. Das in der darauf folgenden Normengeneration DIN 18516 festgeschriebene Bemessungsverfahren resultiert aus den bis dato durchgeführten Untersuchungen und basiert auf den Veröffentlichungen von *Stein 1990* und *Kraus 1990*.

Als Verbindungsmittel für Betonwerksteinfassaden werden in der *DIN 18516-5* nur solche aus Edelstahl definiert. Für abweichende Verbindungsmittel kann die Eignung jedoch durch eine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Produktnorm nachgewiesen werden. Die herkömmlichen Verbindungsmittel sind in der Regel punktförmige Verbindungsmittel wie Ankerdorne, Einmörtelanker, Steckdorne, Schraubanker und Nutlager. Für die häufig verwendeten Ankerdorne und Einmörtelanker ist ein beispielhaftes Verankerungskonzept in Abbildung Abb. 2.6 dargestellt. Eine weitere

Ausführungsvariante ist die Anordnung einer metallischen Unterkonstruktion, z.B. einer Schienenkonstruktion, die aus dem Bereich der Leichtbaufassaden adaptiert ist. Die normativ festgelegte Mindestdicke von 30 mm resultiert aus der Befestigungstechnik und den zu dieser Zeit bestehenden Anforderungen der Verbindungsmittel an eine Mindestverankerungstiefe, zum Entstehungszeitpunkt der Normenreihe DIN 18516. Mittlerweile ist diese Mindestdicke für Verbindungsmittel wie z.B. Hinterschnittanker (*DIBt 4/2011*) nicht mehr erforderlich, aber noch immer normativ verankert (*Stein 2000*).

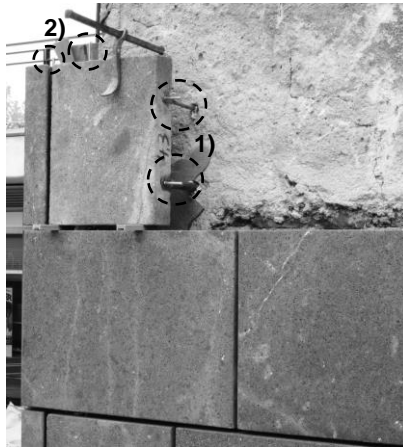


Abb. 2.6: Verankerung von Natursteinplatten mittels Einmörtelankern (1) und Ankerdornen (2), mittig in den Plattenstirnseiten

2.3.1.1 Tragverhalten und Bemessung

Betonwerk- (*DIN 18516-5*) und Naturwerksteinfassaden (*DIN 18516-3*) werden als punktgestützte Platten ausgeführt und nachgewiesen. Diese sind mindestens an drei und in der Regel an vier Punkten mit dem Bauwerk verbunden. Dabei ist auf eine möglichst zwängungsfreie Lagerung zu achten, was z.B. mittels Gleithülsen (Reibungsbeiwert $\mu = 0,2$) realisiert werden kann. Betonwerksteinplatten werden in der Regel unbewehrt ausgeführt und immer als solche bemessen. Nach *DIN 18516-5* darf Bewehrung in Form von bauaufsichtlich zugelassenen Fasern oder Textilien verwendet werden. Die Ermittlung der für die Bemessung notwendigen Biegezugfestigkeit erfolgt jedoch nur bis zum Erstriss. Für mit Betonstahl versehene Fassadenplatten mit statisch erforderlicher Bewehrung wird auf *DIN EN 1992-1-1* verwiesen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt linear-elastisch und im Regelfall mit FEM-Programmen bzw. mit Bemessungsdiagrammen, die für Standardplatten und Verbindungsmittellaster abgeleitet werden (*Stein 2000*).

Das semiprobabilistische Sicherheitskonzept ist im Anhang A der *DIN 18516-5* geregelt. Wenn Zwangsbelastungen nicht ausgeschlossen werden können, sind diese gesondert als veränderliche Einwirkung zu berücksichtigen. Bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung kann der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,0$ verwendet werden. Die anzusetzenden Einwirkungen sind in (*DIN 18516-1*) definiert. Es muss sowohl der

Tragfähigkeitsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und ein Nachweis der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) geführt werden.

Für die Bemessung der Betonwerksteinplatten ist lediglich der charakteristische Widerstand der Biegezugfestigkeit erforderlich, da die Scheibenspannung beim Spannungsnachweis von untergeordneter Bedeutung ist und vernachlässigt werden kann (Stein 2000). Mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,8$ und der charakteristischen Biegezugfestigkeit:

$$\sigma_{Rk} = \alpha_{exp,B} \times \sigma_{u5\%} \quad (2.4)$$

wird der Bemessungswert der Biegezugfestigkeit σ_{Rd} berechnet. Der untere 5%-Quantilwert der Biegezugfestigkeit $\sigma_{u5\%}$ wird bei einem 75% Vertrauensniveau und logarithmischer Normalverteilung bestimmt. Dabei liegt die Prüfung von 10 Probekörpern nach DIN V 18500 zugrunde. Der Faktor $\alpha_{exp,B}$ ist ein anhand von Versuchen empirisch ermittelter Faktor zur Berücksichtigung von Witterungseinflüssen. Er ist abhängig von der Biegezugfestigkeit und ist in Abb. 2.7 grafisch ausgewertet.

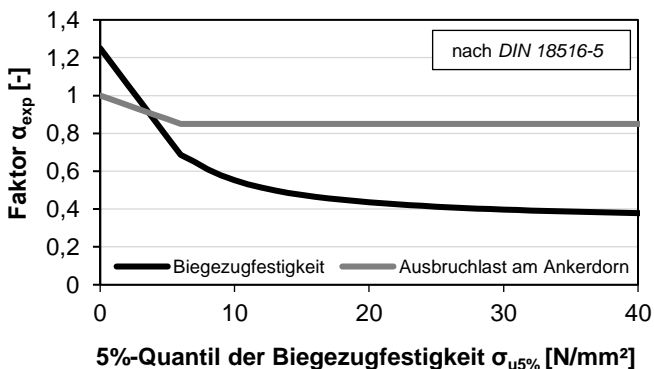


Abb. 2.7: Ergebnisse der Berechnung des Faktors zur Berücksichtigung von Witterungseinflüssen für die Tragfähigkeit der Verankerung und der Biegezugfestigkeit

Alternativ können die Faktoren $\alpha_{exp,B}$ und $\alpha_{exp,F}$ mit geeigneten Prüfverfahren ermittelt werden. Hinweise zur Prüfung sind in ZDB 2013 aufgeführt. Dadurch soll die allgemeine Bestimmung der Abminderungsfaktoren für individuelle Betonrezepturen ermöglicht werden. Der Nachweis der Fassadenplatte erfolgt als punktförmig gelagerte Platte unter der Annahme der Elastizitätstheorie. Mit dem Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments M_{Ed} und der Plattendicke h wird der Nachweis gegen Biegebruch der Fassadenplatte wie folgt geführt:

$$\sigma_{Ed} = \frac{6 \times M_{Ed}}{h^2} \leq \frac{\sigma_{Rk}}{\gamma_M} \quad (2.5)$$

Die Verankerung der Fassadenplatte kann durch einen Ausbruch des Befestigungsmittels versagen. Daher muss die Dimensionierung der Betonwerksteinplatte auch unter Berücksichtigung der Ausbruchlast erfolgen. Analog zur Biegezugfestigkeit wird der untere 5%-Quantilwert der Ausbruchlast am Ankerdorn

$F_{u5\%}$ bei einem 75% Vertrauensniveau und logarithmischer Normalverteilung bestimmt sowie ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1,8$ berücksichtigt. Grundlage ist die Prüfung nach *DIN EN 13364* an 10 Probekörpern und drei Tagen Trocknungsdauer. Der charakteristische Widerstand der Ausbruchlast berechnet sich zu:

$$F_{Rk,0} = \alpha_{exp,F} \times F_{u5\%} \quad (2.6)$$

Erwartungswerte der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit sind in *DIN 18516-5* angegeben. Der Verankerungsnachweis ergibt sich zu:

$$\frac{F_{Rk,0}}{\gamma_M} \leq F_{Rd} \quad (2.7)$$

2.3.2 Großformatige Vorhangfassaden

Großformatige, vorgehängte Fassadenelemente sind in der Regel nichttragende Fertigteile aus bewehrtem Beton und kamen mit der Skelettbauweise in den 1920er Jahren auf. Diese einschichtigen, bewehrten Fassadentafeln werden nachträglich an der Tragschicht (Betonfertigteile oder Ortbeton) befestigt (*FDB 2013*). Im Vergleich zu Sandwichwänden ist der Montageaufwand höher, da sowohl Wärmedämmung als auch die Fassade erst nachträglich installiert werden können. Auf der anderen Seite wird dadurch eine große Gestaltungsfreiheit erreicht, da das Fugenbild unabhängig von der Tragschicht ist. Aus diesen Gründen eignen sich Vorhangfassaden insbesondere zur Gebäudesanierung (*Brandt et al. 1988*). Zum Ausgleich von Toleranzen ist zwischen der vorgehängten Fassade und der Wärmedämmung eine planmäßige Luftschicht von mindestens 20 mm erforderlich (*FDB 2013*).

Bei einlagig bewehrten vorgehängten Fassadentafeln aus Stahlbeton beträgt die Mindestdicke 80 mm, bei zweilagiger Bewehrung wird eine Mindestdicke von 120 mm empfohlen. Die Bauteildicke vorgehängter Fassadentafeln hängt insbesondere von den Abmessungen, der Oberflächenstruktur, der Expositionsklasse, der konstruktiven Ausführung sowie der Bewehrungsart ab. Die fugenlos realisierbare Fassadenfläche beträgt bis zu 30 m² (*Steinle 2016*). Die Abmessungsbegrenzung resultiert aus der Zunahme des Bauteilgewichts bei größer werdender Fassadenfläche sowie Dicke und der Tragfähigkeitsbegrenzung der Verbindungsmittel.

Vorhangfassaden werden in der Regel mit maximal zwei symmetrisch angeordneten Tragankern, sogenannte Hängezuganker, je Fassadenplatte ausgeführt und mit dem Tragwerk verbunden. Sowohl die Hängezuganker als auch die dazugehörigen Druckschrauben des Befestigungssystems bestehen aus nichtrostenden Stählen (vgl. Abb. 2.1). Mit Hilfe dieser Systeme wird eine punktförmige Lagerung und weitestgehend zwängungsfreie Aufhängung erreicht (*Brandt et al. 1988*). Die Bemessung des Befestigungssystems erfolgt nach jeweiliger allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (*DIBt 12/2015, DIBt 02/2019*).

2.3.2.1 Tragverhalten und Bemessung

Vorhangfassaden aus Beton werden in der Regel als punktgestützte Platte ausgeführt. Aufgrund der Kombination aus zwei starren und zwei beweglichen Auflagern ergibt

sich eine nahezu zwängungsfreie Lagerung. Falls eine Zwangsbeanspruchung nicht ausgeschlossen werden kann, ist diese für alle Komponenten des Fassadensystems zu berücksichtigen. Die *DIN 18516-1* regelt Einwirkungen sowie die Anforderungen an die Fassadenelemente und deren Befestigung, Verbindungen und Verankerung. Die Schnittgrößen werden für Sichtbetonelemente linear elastisch mit FE-Methoden ermittelt. Das Sicherheitskonzept beruht auf dem semiprobabilistischen Ansatz nach *DIN EN 1990*. Der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss nach *DIN 18516-1* nur bei Bedarf geführt werden, wodurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel maßgebend wird.

Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) der Fassadenplatte erfolgt nach *DIN EN 1992-1-1*. Der Lastfall „Schwinden“ wird in der Regel im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) berücksichtigt. Erfolgt ein Ansatz im GZT, kann der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,0$ angesetzt werden. Für den Nachweis als Sichtbetonfassade, das heißt im ungerissenen Zustand, erfolgt der Nachweis anhand $M_{cr} < M_{Ed}$. Das maximale einwirkende Moment ergibt sich dabei aus dem Widerstandsmoment $W_{y,x}$ in x- bzw. y-Richtung sowie der effektiven Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zu:

$$M_{cr} = f_{ct,eff} \times W_{y,x} \quad (2.8)$$

2.3.3 Vorsatzschalen in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit punktförmigen Verbindungsmitteln

Mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln bestehen aus mehreren Betonschichten sowie einer werkseitig eingebauten Kerndämmschicht und werden seit den 60er Jahren in Deutschland verbaut. Diese Stahlbetonwandtafeln werden im Betonfertigteilwerk in mehreren Arbeitsgängen hergestellt und als Ganzes montiert. Man unterscheidet zwischen Stahlbetonwandtafeln mit und ohne Ortbetonergänzung. Ohne die Ergänzung einer Ortbetonschicht wird der Terminus „Sandwichelement“ oder „Sandwichwand“ verwendet. Diese besteht in der Regel aus drei Schichten: Einer Vorsatzschale, einer Dämmschicht und einer Tragschale. Die Vorsatzschale hat eine Mindestdicke von 70 mm und die Tragschale die zweifache Mindestdicke von 140 mm. Als übliche Dämmschichtdicken werden 60 bis 240 mm verwendet (*Steinle 2016*). Nach *DIN EN 1992-1-1/NA* ist die normative Mindestdicke für Trag- und Vorsatzschale jeweils 70 mm (*Steinle 2016*). In seltenen Fällen wird eine zusätzliche Hinterlüftung ≥ 40 mm angeordnet (s. Abb. 2.8). Das erfolgt, wenn eine erhöhte Dampfdiffusion zu erwarten ist. Entweder durch eine hohe Raumlufffeuchte aufgrund der Gebäudenutzung oder durch eine dampfdichte Versiegelung der Vorsatzschale z.B. durch Keramikbeläge. Die Luftschicht wird durch die Verwendung von Noppenfolien, Styroporellern, Holzbohlen oder Gießsandbetten realisiert, die nach dem Ausschalen entfernt werden (*Döring et al. 2000*).

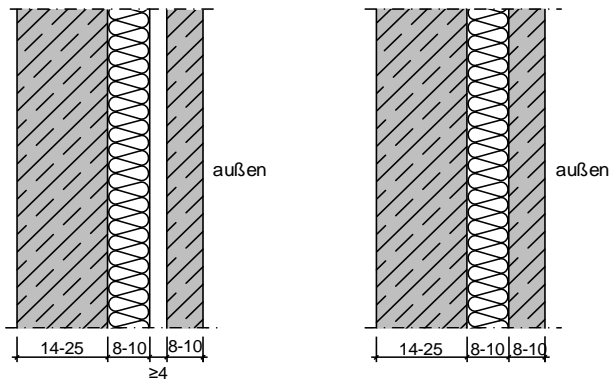


Abb. 2.8: Sandwichwandelement; links: mit Hinterlüftung; rechts: ohne Hinterlüftung (Döring et al. 2000)

Die Vorsatzschale ist eine mehrfach statisch unbestimmt gelagerte, nichttragende Fassade, die als Wetterschutzschicht dient. Diese kann sowohl aufstehend als auch freihängend ausgeführt werden. Das hat insbesondere Einfluss auf die Temperaturverschiebungen (s. Abb. 2.9) in der Fassadenplatte.

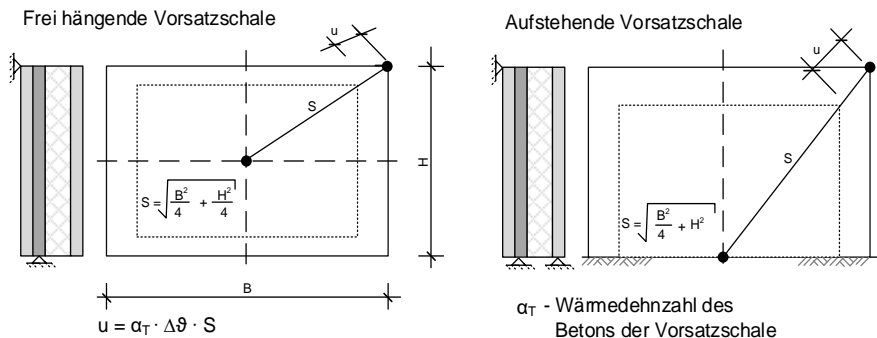


Abb. 2.9: Einfluss der Lagerung am Beispiel der Temperaturverschiebung u der Vorsatzschale aus Pahn 2011b

Zur Verbindung der Betonschichten werden verschiedene, stabförmige Verbindungsmittel verwendet, die gleichmäßig in der Fassadenebene verteilt werden. Diese Verbindungsmittel bestehen aus Edelstahl und seit ca. 1995 aus Faserverbundkunststoff. Die Bemessung der Verbindungsmittel ist in der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) geregelt. Bisher existieren nur zugelassene Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) (DIBt 8/2015; DIBt 6/2016; DIBt 7/2010; DIBt 2014). Durch die, im Vergleich zu Stahl, geringere Wärmeleitfähigkeit des GFK werden Wärmebrücken reduziert und durch eine einfachere Handhabung die Herstellung von Sandwichelementen erleichtert (Pahn 2011b). Als Dämmstoff wird EPS, XPS oder PUR verwendet. Die Anordnung der Verbindungsmittel erfolgt in rechteckigen Verbindungsmittelrastern. Eine ausführliche Übersicht über die historische Entwicklung, Herstellung bis hin zur Bemessung ist in Pahn 2011b gegeben.

2.3.3.1 Tragverhalten und Bemessung

Bei der Bemessung von Sandwichtafeln müssen nach *DIN EN 1992-1-1* Einflüsse aus Temperatur, Feuchtigkeit, Austrocknung und Schwinden in ihrem zeitlichen Verlauf berücksichtigt werden. Zusätzlich sind die sonst üblichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Die Fassade und ihre Verankerung werden getrennt bemessen (*DIBt 2005; DIBt 2004*).

Zur Bemessung von Sandwichtafeln werden in der Regel die von *Utescher 1973* festgelegten Vereinfachungen angenommen:

- Eine elastische Bettung durch die Wärmedämmung wird nicht berücksichtigt.
- Für die Bemessung wird die Tragwirkung der Vorsatzschale nicht angesetzt.
- Die Federsteifigkeit der Verbindungsmittel wird vernachlässigt.

Nach *Pahn 2011b* sind die wesentlichen geometrischen Parameter zur Beschreibung eines rechteckigen Wandelements die Gesamtwanddicke d_w , die Wandhöhe H und die Wandlänge L . Zur geometrischen Beschreibung der Querschnitte werden die Dicke der Vorsatzschale d_{VS} , der Tragschale d_{TS} , der Dämmschicht d_D sowie die Verbindungsmittelabstände in horizontaler Richtung a_{VM} sowie in vertikaler Richtung b_{VM} benötigt. Durch den Index „1“ werden die Verbindungsmittelabstände zum freien Bauteilrand gekennzeichnet. Die Randabstände sind einzuhalten, damit die volle Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung sichergestellt ist. Alle Kenngrößen sind in Abb. 2.10 dargestellt.

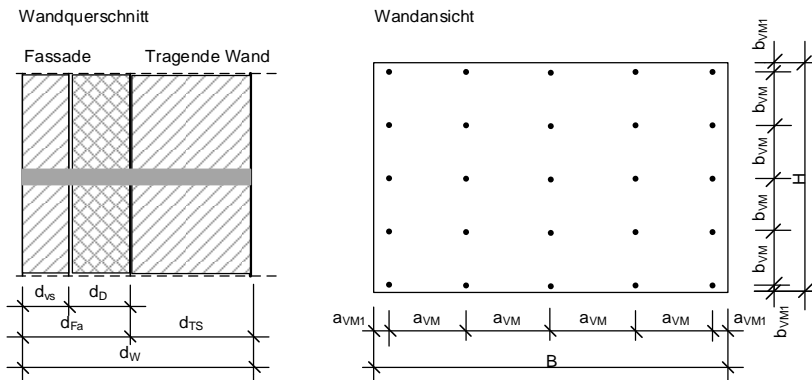


Abb. 2.10: Wand- und Querschnittsabmessungen einer Stahlbetonwandtafel nach Pahn 2011b

Die Ermittlung der Schnittgrößen in der Vorsatzschale erfolgt gegenwärtig in der Regel mit FE-Methoden. Zur übersichtlichen Kontrolle der Schnittgrößen aus der Plattentragwirkung infolge von Temperaturgradient bzw. Wind existieren Näherungsverfahren in *DAfStb Heft 240* für punktgestützte Platten (*Zilch und Zehetmaier 2010*). Die Schnittgrößen infolge einer Linienlagerung können per Handrechnung am Ersatzdurchlaufträger bestimmt werden.

Mehrschichtige Wandtafeln bestehen aus zwei Betonelementen. Zum einen der Tragschale, die als Kern der Konstruktion zum Abtrag vertikaler Lasten und der horizontalen Aussteifung dient. Zum anderen der Fassade, die als Wetterschutzschicht

verschiedenen klimatischen Expositionen unterliegt. Die Vorsatzschale ist statisch unbestimmt, linien- oder punktgelagert mit der Tragschale verbunden. Üblich sind rechteckige Verbindungsmittelraster, um eine möglichst gleichmäßige Belastung und dadurch Schnittgrößenverteilung in der Fassade zu erreichen. Dadurch wird die Rissgefahr minimiert. Für Sandwichwände mit Fassadenplatten in Sichtbetonqualität ist eine Rissbildung zu vermeiden (vgl. Abs. 2.3.2.2). Die Bemessung der Fassadenplatte und der Tragschale erfolgt nach *DIN EN 1992-1-1*.

Bei der Bemessung ist ein ungewollter Sandwicheffekt zu berücksichtigen (*Gastmeyer 1995*), da mit zunehmender Schlankheit des Sandwichelements nicht mehr von einer unendlich biegesteifen Tragschale (*Utescher 1973*) ausgegangen werden kann. Durch die statische Belastung der Tragschale oder einen Temperaturgradienten über die Wanddicke kommt es zu einer Verformung, die der Vorsatzschale über die Verbundfuge aufgezwungen wird. Das bedeutet, dass die Vorsatzschale, je nach Steifigkeit der Trag- und Vorsatzschale sowie der Ausbildung der Verbundfuge, nicht unabhängig bemessen werden kann. Nach *Pahn 2011b* gilt die Annahme einer unendlich biege- und dehnsteifen Tragschale, bei einer Tragschalendicke $d_{TS} \geq 20$ cm sowie einer Bauteilhöhe von $H \leq 3$ m für Sandwichelemente mit freihängender Vorsatzschale und ohne Erdanschüttung.

2.3.4 Punktförmig gelagerte Glasfassaden

Als Vorläufer der heutigen Glasfassaden gelten die ersten Anwendungen von Glas als Verschluss von Wandöffnungen in der römischen Zeit, die Fenster der gotischen Sakralbauten, sowie die Gewächshäuser des 19. Jahrhunderts. In den 90er Jahren kommt es zur Entwicklung und einem ersten Einsatz von punktförmig gestützten Gläsern (*Burmeister et al. 2006*). Als Verbindungsmittel dienen mindesten drei sogenannte Punkthalter, die über Bohrungen im Glas mit der Glasscheibe verbunden werden. Infolge einer Biegebelastung entstehen im Bohrungsbereich erhöhte Spannungskonzentrationen. Da Glas ein linear-elastisches Materialverhalten aufweist, kann es diese Spannungsspitzen nicht durch plastifizieren abbauen (*Kasper 2006*). Aufgrund dessen müssen diese Spannungskonzentrationen explizit in der Bemessung berücksichtigt werden.

2.3.4.1 Tragverhalten und Bemessung

Die Bemessung von Glasfassaden ist in der Normenreihe der *DIN 18008* geregelt und die punktgestützter Fassaden in *DIN 18008-3*. Mit dieser Normengeneration werden die technischen Regeln für die statische Bemessung von punktgestützten Gläsern (*DIBt 2006*) in fast allen Bundesländern abgelöst. Der Nachweis der Verbindungsmittel ist in der jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt. Es gelten jedoch allgemeine Konstruktionsvorgaben, die die Lagerung betreffen. So müssen bei der Ausbildung der Lagerung unplanmäßige Spannungsspitzen vermieden, Toleranzen ausgeglichen und Zwangsbeanspruchungen möglichst ausgeschlossen werden. Andernfalls sind diese Einflüsse in der Bemessung zu berücksichtigen.

Zur Ermittlung von Spannungen und Verformungen der Glasfassade müssen nach *DIN 18008-1* Rechenmodelle verwendet werden, die auf der sicheren Seite liegen, sowie ein linear-elastisches Materialverhalten des Glases berücksichtigt werden. Dabei ist

insbesondere die lokale Spannungskonzentration im Bereich der Bohrungen zu berücksichtigen. Weiterhin müssen Einflüsse aus der Stützkonstruktion berücksichtigt werden, die die Beanspruchung erhöhen. Dazu zählen zum Beispiel Imperfektionen und Verformungen. Das Sicherheitskonzept basiert auf den Angaben der *DIN EN 1990* und *DIN EN 1990/NA*.

Als Methode zur Schnittgrößenermittlung wird in *DIN 18008-3* nur die Finite-Elemente-Methode als geeignetes Berechnungsverfahren angesehen. Zur Sicherstellung plausibler Rechenergebnisse sind in Anhang A und B Anforderungen für das Modell sowie Werkstoffkennwerte angegeben. Eine Konvergenzuntersuchung zur Verifizierung des verwendeten Netzes ist obligatorisch, da die Qualität der Berechnungsergebnisse maßgeblich durch eine ausreichend genaue Diskretisierung beeinflusst wird. Es soll möglich sein, die im Lagerungsbereich resultierenden Spannungsspitzen darzustellen. Zur Validierung der Diskretisierung ist im Anhang B der *DIN 18008-3* ein Berechnungsbeispiel mit Referenzlösungen angegeben.

Der Nachweis der Glasfassade erfolgt am statischen System einer punktförmig, elastisch gelagerten Platte. Es wird sowohl der Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit sowie der Tragfähigkeit geführt.

Für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit muss das Versagen der Konstruktion durch Bruch ausgeschlossen und deren Lagesicherung sichergestellt werden. Der Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit der Glasfassade erfolgt auf Grundlage des Nachweises der maximalen Hauptzugspannungen an der Glasoberfläche. Eigenspannungszustände, zum Beispiel aus einer thermischen Vorspannung, werden auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Der Bauteilwiderstand ergibt sich unter der Berücksichtigung verschiedener, anwendungsabhängiger Abminderungs- und Erhöhungsfaktoren zu (*Gröschke et al. 2016*):

$$R_d = \frac{k_c \cdot k_{mod} \cdot f_k \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3}{\gamma_M} \quad (2.9)$$

Dabei ist:

k_c	der Beiwert zur Berücksichtigung der Art der Konstruktion,
k_{mod}	der Modifikationsbeiwert der kürzesten Einwirkungsdauer in der Einwirkungskombination,
f_k	der charakteristische Wert der Glasbiegezugfestigkeit,
f_1	die Abminderung der Biegezugfestigkeit um 40% bei Emaillierung,
f_2	die Erhöhung der Biegezugfestigkeit um 10% bei der Verwendung von Verbundglas,
f_3	die Abminderung der Biegezugfestigkeit um 20% bei Floatglas mit freiem Rand und
γ_M	der materialabhängige Teilsicherheitsbeiwert mit 1,5 oder 1,8.

Aufgrund des spröden Bruchverhaltens von Glas kann ein Resttragfähigkeitsnachweis für bestimmte Konstruktionen bzw. Einbausituationen notwendig werden. Der

Nachweis der Resttragfähigkeit ist Teil des gesamten Sicherheitskonzeptes. Die Anforderungen von Verglasungskonstruktionen können entweder durch die Einhaltung konstruktiver Vorgaben, durch rechnerische oder versuchstechnische Nachweise erfüllt werden. Die Resttragfähigkeit beschreibt die Fähigkeit einer Konstruktion im Falle eines definierten Zerstörungszustandes, unter definierten äußeren Einflüssen und über einen ausreichenden Zeitraum standsicher zu sein.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Verformungen auf 1/100 der maßgebenden Stützweite zu begrenzen. Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit gilt nach *DIN 18008-3*: $E_d \leq C_d$.

Mit:

- | | |
|-------|--|
| E_d | dem Bemessungswert der Auswirkung (hier Durchbiegung) und |
| C_d | dem Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums (hier Durchbiegung). |

2.4 Zusammenfassung

Im nachfolgenden werden die wesentlichen Rechercheergebnisse zusammengestellt, die zur Erarbeitung des Bemessungskonzeptes in Abschnitt 6 benötigt werden.

Als maßgebende Einwirkungen können Wind, Feuchtigkeit, Temperatur, Frost und Schwinden ausgemacht werden. Diese werden entweder auf der Seite der Einwirkungen und bzw. oder auf der Widerstandsseite für die Fassade und die Verankerung durch Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Der Lastfall Schwinden wird im GZG berücksichtigt. Ruft dieser Lastfall einen Eigenspannungszustand hervor, kann dieser Zustand bei der Ermittlung des Bauteilwiderstands angesetzt werden. Das Gleiche gilt für weitere, etwaige relevante Abminderungs- und Erhöhungsfaktoren.

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für spröde Werkstoffe linear elastisch mit FE-Software unter Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen. Einwirkungen infolge Zwang werden als veränderliche Einwirkungen betrachtet. Um eine möglichst gleichmäßige Schnittgrößenverteilung zu erzielen, muss eine gleichmäßige Verbindungsmittelanordnung erfolgen. Wenn die Tragschale eine maximale Höhe $H \leq 3$ m aufweist und eine Dicke von $d_{TS} \geq 20$ cm, kann ein ungewollter Sandwicheffekt ausgeschlossen werden. Von besonderer Bedeutung sind die Spannungen im Verankerungsbereich, die zusätzlich durch zu berücksichtigende Verbindungsmittelimperfectionen beeinflusst werden.

Im Rahmen der Bemessung werden die Nachweise für die Fassade, Verbindung und Verankerung getrennt betrachtet. Für die Fassade wird ein Nachweis anhand der Hauptzugspannungen geführt. Ein realitätsnaher Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrte Betonfassaden existiert derzeit nicht. Als Bestandteil des Bemessungs- und Sicherheitskonzeptes kann ein Resttragfähigkeitsnachweis geführt werden.

3 Eigenschaften der Materialien

3.1 Ultrahochleistungsbeton

Der Begriff „Ultrahochleistungsbeton“ (bzw. Ultrahochfester Beton) wird mit „UHPC“ abgekürzt. Diese Abkürzung steht für die englische Bezeichnung „Ultra High Performance Concrete“. Als ultrahochfest bezeichnet man Betone deren Druckfestigkeit oberhalb der nach *DIN EN 206* definierten Festigkeitsklasse C100/115 liegen. Die Herstellung basiert auf dem Ansatz, Gefügestörungen bzw. Poren in der Betonmatrix zu minimieren. Um diese Hohlräume zu verkleinern werden sogenannte Mikrofüller verwendet, die die Packungsdichte erhöhen. Dazu werden verschiedene reaktive und inerte Feinststoffe wie z.B. Microsilika oder Quarzmehl verwendet. Gleichzeitig wird der Wasser-Zement-Wert auf ein Minimum reduziert, woraus ebenfalls eine geringere Porosität resultiert. Das hat zur Folge, dass weniger Wasser vorhanden ist, als zur vollständigen Hydratation des Zementes benötigt wird. Infolge dessen verbleibt unhydratisierter Zementklinker, der als hochfeste Gesteinskörnung fungiert (*DAfStb Heft 444*). In der Folge ändert sich das Versagensverhalten von UHPC im Vergleich zu herkömmlichem Normalbeton. Die Bruchflächen einer UHPC-Probe verlaufen immer durch das Gestein.

UHPC zeigt eine deutlich höhere Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeit im Vergleich zu Normbetonen. Durch die Zugabe von Fließmittel wird die Misch- und Verarbeitbarkeit sichergestellt und der Beton kann selbstverdichtende und selbstentlüftende Eigenschaften erhalten. Dadurch kann auf das nachträgliche Verdichten als Arbeitsschritt verzichtet werden. Infolge der hohen Packungsdichte wird ein sehr dichtes Gefüge erreicht, das sich günstig auf die Dauerhaftigkeit auswirkt.

Ein gute und sehr umfängliche Zusammenfassung zum Stand der Technik liefert der Sachstandsbericht UHPC (*DAfStb Heft 561*) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton.

3.1.1 Wahl der Betonrezeptur

Derzeit existieren verschiedene UHPC Rezepturen, die im Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton“ der DFG untersucht werden. Die Herstellung eines herkömmlichen UHPCs, mit konstanten Materialeigenschaften, ist nicht trivial. Zur Herstellung müssen je nach Rezeptur die Zuschläge gekühlt werden (*Müller 2015*) oder es wird eine spezielle Mischtechnik benötigt, um den UHPC homogenisieren zu können. Das ist unter anderem der Zugabe von Silikastaub geschuldet, weil die Mischung dadurch hochviskos und anhaftend wird. Zahlreiche Veröffentlichungen zum Thema UHPC basieren auf Mischungsrezepturen mit Silikastaub (*Fehling et al. 2016; Schmidt et al. 2014; Schmidt et al. 2012; Fehling et al. 2008; Schmidt et al. 2004; Schmidt et al. 2014*). Silikastaub erfordert zusätzlich eine zuverlässige Qualitätssicherung und besondere Maßnahmen bei der Nachbehandlung des Betons (*Sagmeister 2017*).

Die Firma Dyckerhoff GmbH hat die Bindemittelvormischung Nanodur Compound 5941 patentiert. Diese Bindemittelvormischung dient zur Herstellung von UHPC mit gewöhnlicher Mischtechnik, wie Teller- oder Freifallmischer (*Sagmeister 2012*) sowie

unterschiedlichen Gesteinen, wodurch die Ausführung als Grob- oder Feinkornmischung (Größtkorn $\leq 0/4$ mm) ermöglicht wird. Zur Vorbereitung des Gesteins reicht die Lufttrocknung, während auf eine aktive Trocknung verzichtet werden kann. Das ermöglicht den Einsatz im Fertigteilwerk ohne Änderung der Anlagentechnik und Prozesse sowie die eventuelle Nutzung bereits vorhandener Ausgangsstoffe. Neben der Praxistauglichkeit der UHPC Rezeptur besteht ein weiterer Vorteil im Verzicht von Silikastaub, womit die genannten Nachteile eliminiert werden können und ein geringeres Treibhauspotential (CO_2 Äquivalent) resultiert. Dadurch ist Nanodur nachhaltiger im Vergleich zu herkömmlichen UHPC's (vgl. Abb. 3.1). Vergleicht man den CO_2 Ausstoß von Nanodur mit Stahlbeton, zeigt sich, dass sich die Materialsubstitution ab einer Dickenreduzierung von mindestens 25% aus ökologischen Gesichtspunkten rentiert.

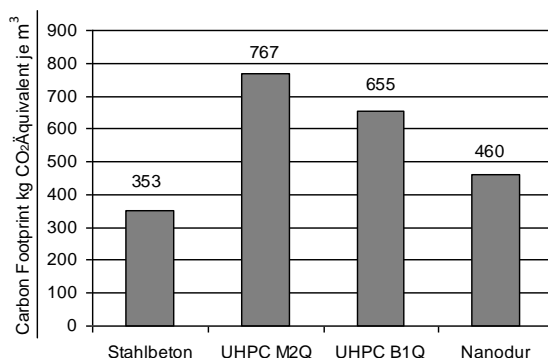


Abb. 3.1: Life Cycle Analyse der Fa. Evonik Industries AG; Vergleich des Treibhauspotentials von Stahlbeton, herkömmlichen UHPC (*DAfStb Heft 561*) und Nanodur

Damit auf Silikazusätze verzichtet werden kann, wird die Packungsdichte bei Nanodur auf andere Weise erhöht. Zunächst werden die Zementkomponenten vermahlen, gesiebt und klassifiziert. Die während dieses Prozesses gewonnen Feinstanteile werden anschließend mit Basis-Normzementen und mineralischen Feinststoffen in einer festgelegten Sieblinie neu zusammengesetzt. Eine Übersicht der Bestandteile ist in Abb. 3.2 dargestellt.



Abb. 3.2: Bestandteile der Standardmischung von Nanodur® Beton; von links: Nanodur Compound 5941, Gestein, hier: Basaltsplitt 2/5 mm, Rheinsand 0/2 mm, Wasser, Fließmittel

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten UHPC Mischungen basieren auf dem Nanodur Compound 5941 grau. Für ausgewählte Untersuchungen wird zusätzlich ein Hochleistungsbeton (HPC) mit geringerer Festigkeit untersucht, um die Ergebnisse anhand des Stands der Technik für die Auswirkungen von Temperatur-, Feuchtigkeit- und Frost-Tau-Wechsel zu verifizieren. Dazu kommt die Bindemittelmischung Flowstone der Fa. Dyckerhoff zum Einsatz. Ein Großteil der verwendeten Betonrezepturen unterscheidet sich maßgeblich durch das verwendete Gestein sowie des Größtkorns. Durch die Variation des Gesteins können die Auswirkungen auf die mechanischen und physikalischen Eigenschaften untersucht werden. Daraus ergibt sich Optimierungspotential in der Bemessung durch eine zielgerichtete Mischungsauslegung z.B. zur Reduktion des autogenen Schwindens oder der Erhöhung der Zugfestigkeit. Insgesamt werden 18 verschiedene UHPC-Mischungen und eine HPC-Mischung untersucht. Die genauen Zusammensetzungen können der nachfolgenden Tab. 3.1 entnommen werden sowie das dazugehörige Bezeichnungsschema in Abb. 3.3. Alle verwendeten Gesteinskörnungen kommen jeweils – mit Ausnahme von Kalkstein 1/3 mm – aus demselben Steinbruch. Das gewährleistet gleichbleibende Eigenschaften des Gesteins bei Variation der Sieblinie. Die untersuchten UHPC Mischungen entsprechen nahezu der Rezeptur von Dyckerhoff (*Dyckerhoff 2016*). Es wurde der Wasserzementwert auf 0,26 (statt 0,29) reduziert. Die große Anzahl der Betonmischungen ergibt sich aus der Variation der Gesteine sowie des Größtkorndurchmessers, da diese als wesentliche Einflussparameter auf die mechanischen und physikalischen Eigenschaften ausgemacht werden können.

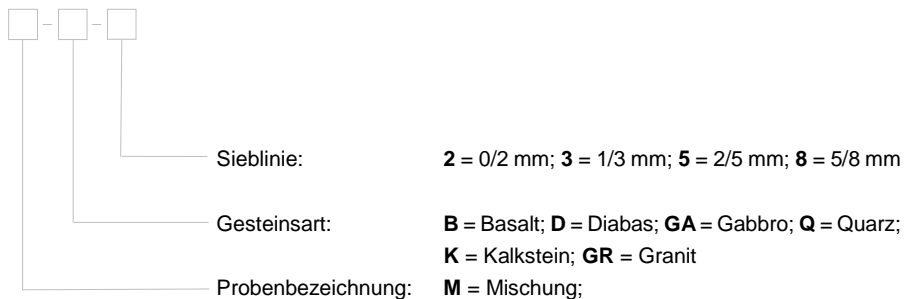


Abb. 3.3: Bezeichnungsschema der untersuchten UHPC- und HPC-Mischungen

Tab. 3.1: Zusammensetzung der (U)HPC Mischungen

Bez.	Gestein 1	Gestein 2	Bindemittel		FM	H ₂ O	
	[kg/m³]	[kg/m³]	Mikrofüller	Zement			
			[kg/m³]		[kg/m³]	[l/m³]	
MQ2 (HPC)	Quarz 0/2 mm 1177,20	Referenz- mischung -	Dyckerhoff FLOWSTONE® Weiß 1002,8		k.A.	200	
			Quarzmehl 40 M.-%	CEM I 60 M.-%			
MQ3	Quarz 1/3 mm 760,98	Standard- mischung			BASF ACE 430 13,78	157	
MQ5*	Quarz 2/5 mm 762,68						
MQ8	Quarz 5/8 mm 762,14						
MB3	Basalt 1/3 mm 829,32						
MB5	Basalt 2/5 mm 835,30						
MB8	Basalt 5/8 mm 844,38						
MD3	Diabas 1/3 mm 846,02						
MD5	Diabas 2/5 mm 855,22		Rheinsand 0/2 mm	Dyckerhoff NANODUR® Compound 5941 Grau 1066,78			
MD8	Diabas 5/8 mm 854,83						
MGA3	Gabro 1/3 mm 829,85		2650	Quarzmehl			CEM II /B-S 52,5R
MGA5	Gabro 2/5 mm 837,36			41 M.-%			59 M.-%
MGA8	Gabro 5/8 mm 830,90						
MGR3	Granit 1/3 mm 778,21						
MGR5	Granit 2/5 mm 775,45						
MGR8	Granit 5/8 mm 779,23						
MK3	Kalkst. 1/3 mm 774,35						
MK5	Kalkst. 2/5 mm 782,75						
MK8	Kalkst. 5/8 mm 779,85						

3.1.2 Mechanische und physikalische Kenngrößen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Prüfung der Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie physikalische Kenngrößen angegeben. Während die Festigkeitskennwerte für alle untersuchten Betonrezepturen aufgeführt sind, werden die Frischbetoneigenschaften nur für die Standardmischungen MB5 (UHPC) und MQ2 (HPC) erörtert. Der Einfluss von unterschiedlichem Gestein, bei gleichem Wasserzementwert (w/z-Wert) und Betonzusammensetzung wird in Abs. 4.4 ausführlich betrachtet. In Tab. 4.8 in Abs. 4.4.2.2 sind weitere Ergebnisse zum Ausbreitmaß aufgeführt.

3.1.2.1 Frischbetoneigenschaften

Die Frischbetoneigenschaften werden nach *DIN EN 12350-6*, *DIN EN 12350-7* und *DIN EN 12350-8* bestimmt. Die Ergebnisse sind der folgenden Tab. 3.2 zu entnehmen.

Tab. 3.2: Frischbetoneigenschaften der Standardmischungen MB5 und MQ2

Eigenschaft	Einheit	MB5	MQ2
Ausbreitmaß nach 30 Sekunden	cm	55 / 55	73 / 73
Ausbreitmaß nach 60 Sekunden	cm	62 / 64	76 / 79
Setzfließmaß	cm	25 / 25	25 / 25
Luftporengehalt	%	1,20	0,80
Frischbetontemperatur	°C	23,50	24,00
Raumtemperatur	°C	22,40	26,10
Rohdichte	kg/dm ³	2,43	2,40

3.1.2.2 Festbetoneigenschaften

In der nachfolgenden Tab. 3.3 sind die Mittelwerte der Druckfestigkeit-, Biegezug-, Spaltzugprüfungen und der Prüfung des Elastizitätsmoduls aus jeweils drei Probekörpern dargestellt. Die Probekörper werden 28 Tage trocken gelagert und anschließend geprüft. Die Prüfung erfolgt nach *DIN EN 12350-8*, *DIN EN 12390-3*, *DIN EN 12390-6*, *DIN 1048-5* und *DIN EN 196-1*.

Tab. 3.3: Festbetoneigenschaften

Bez.	Druckfestigkeit	uniaxiale Biegezugfestigkeit	Spaltzug- festigkeit	E-Modul
	$f_{ck,cube}$	$f_{ctm,fl}$	$f_{ctm,sp}$	E_{cm}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kg/m ³]
MQ2	81	10,6	3,7	44600
Referenzmischung				
MQ3	128	12,3	6,1	49929
MQ5*	124	11,4	5,6	48995
MQ8	123	11,3	5,9	47878
MB3	134	13,3	5,6	49684
MB5	131	12,0	5,9	50895
Standardmischung				
MB8	129	9,6	5,8	54837
MD3	132	13,0	7,2	48197
MD5	127	12,0	6,4	50464
MD8	125	11,6	7,2	51785
MGA3	129	14,0	6,6	47611
MGA5	121	12,7	5,8	47514
MGA8	124	12,3	6,9	50522
MGR3	125	12,7	5,5	43700
MGR5	130	12,0	5,4	43433
MGR8	125	11,1	5,4	44165
MK3	118	12,2	8,2	42896
MK5	123	11,7	8,6	44871

3.1.2.3 Physikalische Kenngrößen

Nachfolgend werden die physikalischen Eigenschaften dargestellt, die insbesondere für die durchgeführten numerischen Untersuchungen benötigt werden. Die Angaben aus Tab. 3.4 entstammen *Sagmeister 2017* und sind Empfehlungen für die FEM-Berechnung von UHPC, der basierend auf Nanodur und dessen Standardmischung hergestellt wird.

Tab. 3.4: Rechenannahmen der physikalischen Eigenschaften für auf Nanodur basierenden UHPC (*Sagmeister 2017*) mit Basaltgestein

Eigenschaft	Rechenannahme
Querdehnzahl ν	0,20
Rohdichte ρ	2,5 t/m ³
Spezifische Wärmekapazität c_p	1,2 J/gK
Wärmeleitfähigkeit λ	3,0 W/mK
Temperaturausdehnungskoeff. α_T	12,0 x 10 ⁻⁶ 1/K

3.2 Verbindungsmittel aus Faserverbundkunststoff

Faserverstärkter Kunststoff ist ein Verbundwerkstoff aus Verstärkungsfasern und einer Kunststoffmatrix. Als Verstärkungsfasern können Kurzfasern, Langfasern oder Endlosfasern verwendet werden. Diese bestehen aus alkaliresistenten oder alkalibeständigen Glas-, Aramid-, Basalt oder Carbonfasern. Um die Fasern zu schützen und die Produktionsbedingungen zu verbessern, werden die Fasern mit einer Schlichte imprägniert. Diese ist maßgebend für die Anbindung an das Matrixharz. Das Matrixharz stellt den Verbund zwischen den einzelnen Fasern her und ermöglicht eine Kraftübertragung zwischen diesen. In der Regel besteht die Matrix aus Epoxid-, Vinylesterharz oder einem Hybrid. Je nach Kombination von Faser, Matrix und Schlichte weist der resultierende Verbundwerkstoff eine unterschiedliche Dauerhaftigkeit und mechanische Eigenschaften auf. In Abb. 3.4 sind exemplarische Aufnahmen eines unidirektional verstärkten Glasfaserstabes mittels eines Röntgenelektronenmikroskops dargestellt.

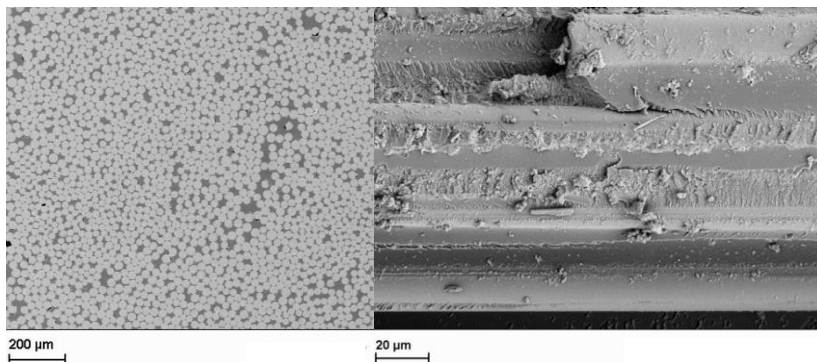


Abb. 3.4: links: Querschnitt eines unidirektionalen Faserverbundkunststoffes; rechts: Längsschnitt eines unidirektionalen Faserverbundkunststoffes (Quelle: Institut für Verbundwerkstoffe GmbH, Kaiserslautern)

Auf dem Markt existieren unterschiedliche Verbindungsmittel aus faserverstärktem Kunststoff, die über eine bauaufsichtliche Zulassung verfügen (*DIBt 8/2015; DIBt 6/2016; DIBt 11/2016; DIBt 7/2010; DIBt 2014*). Alle Verbindungsmittel unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Materialzusammensetzung und ihren mechanischen Eigenschaften. Ein weiterer Unterschied besteht bei der Herstellung eines mechanischen Verbundes im Beton. In Abb. 3.5 sind unterschiedliche Verbindungsmittel mit verschiedenen Verankerungen abgebildet. Prinzipiell kann zwischen den Verankerungstypen „Hinterschnitt“ sowie „Oberflächenprofilierung“ unterschieden werden. Neben verschiedenen Hinterschnittgeometrien gibt es unterschiedliche Varianten der Oberflächenprofilierung. Diese können schlaff bzw. straff umflochten, besandet oder gefräst sein. Weiterhin sind Kombinationen dieser Varianten möglich (*Niewels 2008*).



Abb. 3.5: FVK Verbindungsmittel verschiedener Hersteller; mit Hinterschnitt: 1 - 3 und Oberflächenprofilierung: 4 - 5

Weitere detaillierte Grundlagen zur Herstellung, mechanischen Eigenschaften, Versagensmodi, Verankerung und der Normen- und Richtlinien-Situation sind in (Pahn 2011b) aufgeführt.

3.2.1 Wahl der Verbindungsmittel

Aufgrund der geringen Bauteildicke filigraner Fassadenplatten von 15 – 50 mm geraten Verankerungen mit Hinterschnitt schnell an Ihre Anwendungsgrenzen, da diese in der Regel für Platten mit einer Mindestdicke von 60 mm entwickelt werden. Eine Ausnahme stellt der mit einer Oberflächenprofilierung versehene ThermoPin® dar. Hier beträgt die minimale Verankerungstiefe $h_{nom} = 37$ mm (DIBt 8/2015), die nicht den angestrebten Untersuchungsbereich abdeckt. Aufgrund der kontinuierlichen Oberflächenprofilierung eignen sich diese Verbindungsmittel für filigrane sowie variierende Plattendicken. Für die durchgeführten Untersuchungen wird das Verbindungsmittel Schöck Thermoanker® TA-H (DIBt 11/2016) verwendet. Dieses Verbindungsmittel verfügt über eine kontinuierliche, gefräste Oberflächenprofilierung mit geringer Variation und wird in zahlreichen Untersuchungen an der TU Kaiserslautern eingesetzt. Aus diesem Grund besteht eine große Datenbasis an Untersuchungsergebnissen. Ein weiterer Vorteil ist, dass das selbe Material als Bewehrung Schöck ComBAR® verwendet wird und zusätzliche Informationen aus der Zulassung des Bewehrungsstabes (DIBt 2014) entnommen werden können.

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wird die bestehende Ankerkopfgeometrie des Thermoankers® verändert. Der in DIBt 11/2016 angegebene Ankerkopfwinkel von 30° wird auf 15° reduziert (Abb. 3.6) und dadurch die effektive Einbindetiefe h_{nom} um 3,7 mm erhöht. Die endgültige Verbindungsmittelgeometrie ist in Abs. 4.5.2.2. angegeben. In Abs. 4.5 werden Untersuchungen zur Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung bei variierendem Ankerkopfwinkel durchgeführt.



Abb. 3.6: Schöck Thermoanker TA-H® mit einem Ankerkopfwinkel von 15°

3.2.2 Geometrische, mechanische und physikalische Kenngrößen

Die maßgebenden Eigenschaften der Verbindungsmittel sind in Tab. 3.5 dargestellt. Diese sind die Grundlage aller numerischen Untersuchungen.

Tab. 3.5: Kenngrößen der Verbindungsmittel nach *Pahn 2011b, DIBt 2014, Weber 2017, Cusnick 2014*

Allgemein			
Bezeichnung		Thermoanker	
Hersteller		Schöck Bauteile GmbH	
Aufbau			
Matrix		Vinylesterurethanharz	
Faser		ECR-Glas	
Faseranteil		Gew.-%	87,1
		Vol.-%	74,3
Oberfläche		gefräste Rippenstruktur	
Oberflächenschutzlack		Vinylesterharz	
Mechanische Kenngrößen			
char. Kurzzeit-Zugfestigkeit		> 1000	
char. Kurzzeit-Schubfestigkeit		63,5	
Zug-E-Modul	längs $E_{t,1}$	N/mm²	60.000
	quer $E_{t,2}$		13.000
Biege-E-Modul E_B		60.000	
Druck-E-Modul E_c		55.000	
Schubmodul G		4.368	
Physikalische Kenngrößen			
Querdehnzahl ν		-	0,25
Dichte ρ		g/cm³	2,2
Wärmeleitfähigkeit	axial λ_1	W/mK	0,7
	radial λ_2		0,5
Temperaturausdehnungskoeff.	axial $\alpha_{T,1}$	K-1	0,6 x 10-5
	radial $\alpha_{T,2}$		2,2 x 10-5
Geometrische Kenngrößen			
Nenn- und Kerndurchmesser d_n			12
Mittlerer Durchmesser d_m		mm	12,8
Außendurchmesser d_A			13,5

3.2.3 Materialverhalten unter dauerhafter Beanspruchung

Die Dauerhaftigkeit beziehungsweise die Entwicklung der Festigkeit in Abhängigkeit der Zeit ist bei FVK-Bewehrung, ähnlich dem Betonstahl, von großer Bedeutung.

Für die dauerhafte *Zugspannung* und die Anwendung als interne Betonbewehrung bzw. Verbindungsmittel für mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln unter Zugbeanspruchung sind die maßgebenden Einflussparameter die dauerhafte Belastung, Temperatur, Feuchtigkeit sowie die Alkalität des umgebenden Betons. Während in anderen Ländern die Interaktion von dauerhafter Belastung und alkalischer Resistenz nicht berücksichtigt wird, basieren die dauerhaften Kennwerte in den nationalen Zulassungen (*DIBt 2014; DIBt 11/2016*) auf einem Prüfkonzept, dass eine Kombination dieser Parameter berücksichtigt (*Weber u. Jütte 2010*). Die für die einzige nationale Zulassung (*DIBt 2014*) durchzuführenden Untersuchungen erfolgen maßgeblich am Stabdurchmesser 16 mm (*Weber 2006*). Weiterhin sind in *DIBt 2014* nur Bemessungswerte für eine Lebensdauer von 100 Jahren (\neq 50 Jahre bei Fassaden) angegeben. Aus diesem Grund wird untersucht, ob diese Ergebnisse auf das Verbindungsmittel (*DIBt 11/2016*) mit 12 mm Durchmesser übertragbar sind. In *Keller et al. 2017* wird der Einfluss des Stabdurchmessers erforscht. Dort sind weiterhin die Grundlagen sowie die Versuche für das in Abb. 3.7 dargestellte Diagramm erläutert.

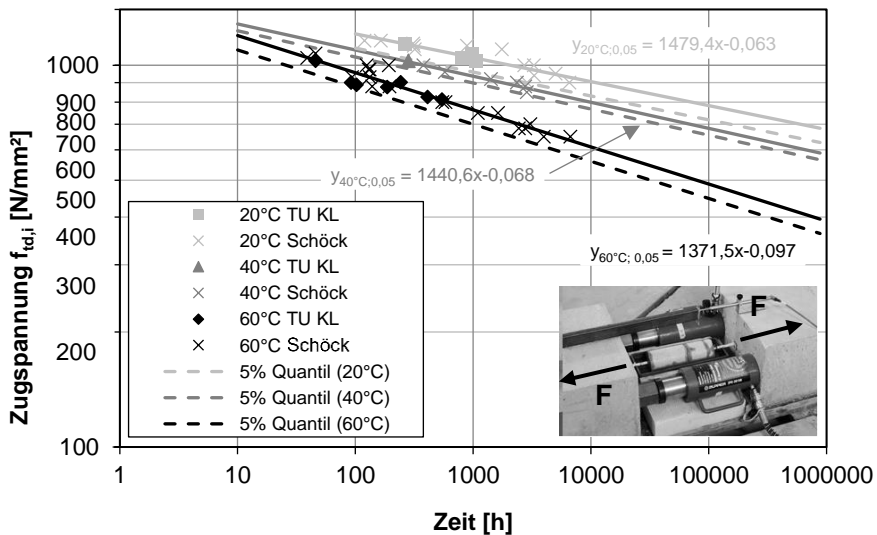


Abb. 3.7: Entwicklung der dauerhaften Zugfestigkeit des FVK-Materials von Schöck unter dauerhafter Belastung, Temperatur, Feuchtigkeit und Alkalität (*Keller et al. 2017*)

Anhand der Ergebnisse wird deutlich, dass der Durchmesser keinen Einfluss auf die dauerhafte Zugfestigkeit hat. Mithilfe der in Abbildung 3.7 dargestellten exponentiellen Regressionsverläufe des jeweiligen 5%-Quantils kann die dauerhafte Bemessungszugfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteillebensdauer t_L in Jahren sowie der jährlichen, mittleren Bauteiltemperatur T wie folgt berechnet werden:

$$\text{bei } 20^{\circ}\text{C} \quad f_{td,20^{\circ}\text{C}} = \frac{1479,4 \times (t_L \times 8760)^{-0,063}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (2.10)$$

$$\text{bei } 40^{\circ}\text{C} \quad f_{td,40^{\circ}\text{C}} = \frac{1440,6 \times (t_L \times 8760)^{-0,068}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (2.11)$$

$$\text{bei } 60^{\circ}\text{C} \quad f_{td,60^{\circ}\text{C}} = \frac{1371,5 \times (t_L \times 8760)^{-0,097}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (2.12)$$

mit $\gamma_{M,GFK} = 1,5$ für GFK Verbindungsmittel (Pahn 2016).

Die gleichen dauerhaften Bemessungszugspannungen werden auch für den Nachweis der *Biegezugspannung* verwendet (Pahn 2016).

Für die dauerhafte *Schubspannung* existieren derzeit keine abgesicherten Erkenntnisse und Bemessungswerte. *Cusnick 2014* dokumentiert erste Versuchsergebnisse für das untersuchte Verbindungsmittel. Anhand der Ergebnisse kann bei einer Temperatur von 40°C ein Festigkeitsabfall von ca. 50% und bei 60°C von ca. 30%, für eine Lebensdauer von 50 Jahren, prognostiziert werden.

3.3 Dämmstoffe

Für mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln werden in der Regel Dämmstoffe auf Polyurethan-Basis (PUR) nach *DIN EN 13165* oder expandiertes Polystyrol (EPS) nach *DIN EN 13163* verwendet. Im Druckwasserbereich oder bei erdberührten Bauteilen wird auch extrudiertes Polystyrol (XPS) aufgrund seiner hohen Druckfestigkeit verwendet. Bestehen Anforderungen an den Brandschutz, werden mineralische, nichtbrennbare Dämmstoffe verwendet, wie z.B. Stein- oder Glaswolle nach *DIN EN 13612*. Neben den genannten Produktnormen muss zusätzlich die jeweilige Zulassung und die *DIN EN 4108-10* berücksichtigt werden (Steinle 2016). Aus ökologischer Sicht sollten mineralische Dämmstoffe bevorzugt werden. Dies geht mit einem leicht erhöhten Arbeitsaufwand einher (Abb. 3.8).



Abb. 3.8: Konstruktionshilfe für GFK Verbindungsmittel in mineralischen Dämmstoffen; links: Einsteckhülse; mitte: Verarbeitung mit Einsteckhülse; rechts: ohne Einsteckhülse (Decker 2009)

3.3.1 Haft- und Reibverbund zwischen Dämmung und Beton

Bei der „frisch in frisch“ Betonage entsteht ein Haftverbund zwischen dem Beton und der Wärmedämmung. Dadurch wird die Verformung der Fassadenplatte behindert und es resultiert ein ungewollter Schubverbund zwischen Fassadenplatte und Tragschale (Steinle 2016). Besonders bei einer Ausdehnung der Fassadenplatte in

Scheibenebene können große Zwangsspannungen entstehen. Diese Zwangsspannungen können zu Rissbildungen führen, was insbesondere für unbewehrte Fassaden ausgeschlossen werden muss. Das kann durch folgende konstruktive Maßnahmen erfolgen:

- Anordnung einer Folie zwischen Dämmung und Fassadenplatte,
- Ausführung als hinterlüftete Fassadenplatte,
- Verwendung von schubweichen, mineralischen Dämmstoffen,
- mehrere Wärmedämmschichten (i.d.R. 2 - 3) mit versetzten Stößen oder
- von der „frisch in frisch“ Betonage absehen.

Alle beschriebenen konstruktiven sowie herstellungsbezogenen Maßnahmen verhindern oder reduzieren die verformungsbehindernde Wirkung des Dämmstoffes drastisch. Im Idealfall erfolgt eine Kombination der einzelnen Maßnahmen. Bei der Anwendung von mehreren Wärmedämmschichten kann mit oder ohne Trennfolie gearbeitet werden. Wird das Sandwichelement ohne Trennfolie ausgeführt, kann die Reibung zwischen Beton und schubsteifer Dämmung mit dem Reibbeiwert μ für EPS berücksichtigt werden. Dieser liegt je nach Betonoberfläche zwischen 0,68 und 1,0 (Cziesielski 1981). Werden mehrlagige, schubsteife Wärmedämmschichten angeordnet, kommt es bei Verformung zu einem linearen Schubspannungs-Verformungs-Verlauf, bis die maximale Schubspannung überschritten wird. Anschließend kommt es zu einem Gleiten, das in der Bemessung wegen der geringen Auflasten vernachlässigt werden kann. Die maximale Schubspannung zwischen zwei EPS-Lagen beträgt $\tau_D = 0,033 \text{ N/mm}^2$ und zwischen Beton und EPS $\tau_D = 0,06 \text{ N/mm}^2$ (Cziesielski 1981). Diese Maßnahmen und Schubspannungen sind relevant für die Bemessung und Konstruktion mehrschichtiger Stahlbetonwandtafeln mit einer unbewehrten Vorsatzschale aus UHPC.

4 Experimentelle Methoden

4.1 Einfluss von hygrischer Beanspruchung und Frost-Tau-Wechsel auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

4.1.1 Stand des Wissens

4.1.1.1 Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände

Bisherige Untersuchungen zu den Materialeigenschaften von UHPC konzentrieren sich vermehrt auf die Betondruckfestigkeit. Für unbewehrte, auf Biegung beanspruchte Bauteile ist die Biegezugfestigkeit der maßgebende Bemessungsparameter. Das gilt insbesondere für Betonwerksteinfassaden. Mit Kenntnis über die Biegezugfestigkeit kann gleichzeitig die schwierig zu prüfende Zugfestigkeit ermittelt werden. Aktuelle Normengenerationen zur Prüfung der Biegezugfestigkeit orientieren sich an den Erfahrungen mit Normalbeton und erfordern eine Nasslagerung der Probekörper bis zur Prüfung (*DIN EN 196-1; Ultralith 2012; DIN V 18500*). Eigene Vorversuche haben gezeigt, dass die Biegezugfestigkeit von nach *DIN EN 196-1* nass gelagerten Probekörpern um bis zu 50 % über der Festigkeit von trockengelagerten Probekörpern liegen kann. Da eine Bemessung derzeit mit der an nass gelagerten Probekörpern ermittelten Biegezugfestigkeit erfolgt, die nicht den Lagerungsbedingungen von Bauteilen in der Praxis entspricht, ist dieser Feuchtigkeitseinfluss Gegenstand der Untersuchungen.

Feuchtigkeit und Temperatur beeinflussen während des Hydratationsprozesses maßgeblich die Tragfähigkeit von UHPC Bauteilen. Begründet ist das durch die Ausbildung unterschiedlicher Materialgefüge in Abhängigkeit der Lagerung, aber auch durch eventuelle Begünstigung von Mikrorissen. Betone mit niedrigem Wasser-Zement-Wert (w/z - Wert) weisen ein schneller ablaufendes autogenes Schwinden als auch Hydratation auf. Dadurch trocknen die Bauteilränder schneller aus und es treten Zugspannungen an der Oberfläche auf. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit können Mikrorisse an der Bauteiloberfläche die Folge sein. Dieser Effekt kann durch eine unzureichende Nachbehandlung verstärkt werden (*Kustermann 2005*). Demnach sollten Probekörper, die trockengelagert werden, zu einer Mikrorissbildung neigen, während nassgelagerte Probekörper im Idealfall frei von Mikrorissen sind. Mit einer digitalen Risslupe mit 80-facher Vergrößerung konnten zu Beginn der Untersuchungen Mikrorisse von ca. 11 µm an trockengelagerten UHPC Prismen (Abb. 4.1) sowie mit einem Röntgen-y-CT dokumentiert werden. Es besteht die These, dass diese

senkrecht zum Bauteilrand verlaufenden Mikrorisse die Biegezugfestigkeit beeinflussen.

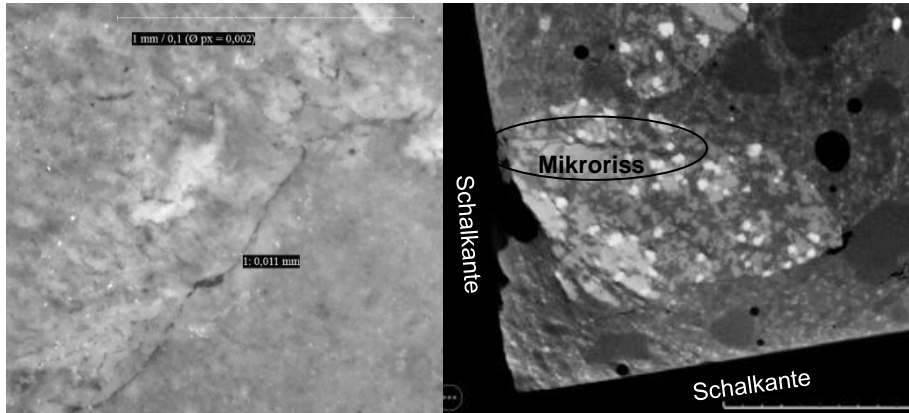


Abb. 4.1: Gefügeschädigung bei trockengelagerten UHPC Proben; link: Mikroriss aufgenommen mit einer digitalen Risslupe bei 80-facher Vergrößerung; rechts: zirka 10 µm breiter Mikroriss aufgenommen im Röntgen-µ-CT am IVW Kaiserslautern

Durch die durchgeführte Literaturrecherche kann nicht geklärt werden, ob Mikrorisse prinzipiell einen Einfluss auf die Festbetoneigenschaften nehmen, obwohl dies oft als Begründung (Slate 1963; Darwin 1988) aufgeführt wird. König 2001 erwähnt Mikrorisse, die durch äußere Last auftreten und den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie im Druckversuch beeinflussen. Weitere Untersuchungen zum Einfluss von Mikrorissen, die durch die Frost-Tau-Wechsel entstehen, sind in Absatz 4.1.1.2 aufgeführt.

Untersuchungen zum Einfluss von Feuchtigkeit und Temperatur während des Hydratationsprozesses beschränken sich zum Großteil auf die Druckfestigkeit. Einige wenige Ausnahmen untersuchen die Auswirkungen auf die Biegezugfestigkeit. Durch Fehling et al. 2005 wird die Auswirkung einer zwei-tägigen Wärmebehandlung von 90°C zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf die Betonmischung B3Q untersucht. Bei der Betonmischungen handelt es sich um die UHPC Rezeptur B3Q mit einem Wasser-Bindemittel-Wert (w/b) = 0,21, Größtkorn: Basalt 2/8 und 2,5 Vol.-% Stahlfasern. Die Probekörper werden nach einem Tag ausgeschalt und zu unterschiedlichen Zeitpunkten einer zweitägigen Wärmebehandlung unterzogen. Anschließend werden die Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen ermittelt. Die Ergebnisse zeigen keinen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit.

Weitere Untersuchungen von Fehling 2005 konzentrieren sich auf den Einfluss einer Wasserlagerung und Wärmebehandlung auf die Biegezugfestigkeit von feinkörnigem UHPC (M1Q) und grobkörnigen UHPC (B3Q). Die UHPC Rezeptur M1Q verfügt über einen w/b = 0,19, Größtkorn: Quarzsand 0,5 mm und 2,5 Vol.-% Stahlfasern. Jeweils die Hälfte der Probekörper wird in Wasser gelagert („WL“), die andere Hälfte mit 90°C Lufttemperatur wärmebehandelt („90°C“). Die Prüfung der Biegezugfestigkeit erfolgt nach 7, 28 und 56 Tagen. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Wasserlagerung die Festigkeit bei B3Q gesteigert werden kann. Vom 7. bis zum 56. Tag wird eine

Steigerung von zirka 30% erreicht, dass höher als das Ergebnis der Wärmebehandlung ist. Durch die Wärmebehandlung wird nach sieben Tagen die maximale Biegezugfestigkeit erreicht, die durch eine weitere Wärmezufuhr nicht mehr gesteigert wird. Es fällt auf, dass der feinkörnige UHPC durch die Wasserlagerung ebenfalls nacherhärtet, durch eine Wärmebehandlung aber schon nach 7 Tagen die höchste Festigkeit erreicht wird.

Kühne und Müller 2013 untersuchen feinkörnigen UHPC mit einem Größtkorn von 2 mm und einem w/b von 0,24 , 0,31 und 0,30. Die Ergebnisse zeigen, dass durch eine Wärmebehandlung von 250°C die Biegezugfestigkeit der Mischung 2 maximal wird. Durch eine Wasserlagerung bei 90°C wird der gleiche Effekt bei Mischung 1 beobachtet, während Mischung 3 die besten Ergebnisse bei einer Wasserlagerung bei 20°C aufweist. Das Ergebnis der Untersuchungen ist, dass Mischungen mit einem höheren Microsilika- und Zementanteil bessere Ergebnisse nach einer Wasserlagerung zeigen. *Stein 2012* kann entnommen werden, dass die nach *DIN V 18500* ermittelte Biegezugfestigkeit nur für einen Produktvergleich, aber nicht für die Bemessung von Fassadenplatten verwendet werden kann. Gründe sind die durch die Sonnenstrahlung hervorgerufene ungleiche Feuchtigkeitsverteilung über die Bauteildicke. Daraus resultieren Zugspannungen an der Oberfläche, die zu einer geringeren Biegezugfestigkeit führen können. Der größte Festigkeitsabfall kann nach *Stein 2012* bei einer Trocknungsdauer von 7 Tagen festgestellt werden. *Beckhaus 2002* untersucht sowohl die Auswirkungen eines Feuchtigkeits- als auch Temperaturgradienten. Im Ergebnis kann festgestellt werden, dass beide Gradienten Zwangsverformungen und Zwangsspannungen in den Probekörpern hervorrufen und dadurch die erreichbare Biegezugfestigkeit infolge Vorbelastung herabsetzen. Anhand der widersprüchlichen Ergebnisse existierender Untersuchungen lässt sich kein eindeutiges Ergebnis für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit und die Ableitung eines belastbaren Bemessungswertes aussprechen. Weiterhin ist unklar, wie ein für die Bemessung von Fassaden geeigneter Bauteilwiderstand ermittelt werden kann. Die Vermutung liegt nah, dass der Feuchtezustand von Ultrahochleistungsbeton einen maßgebenden Einfluss darauf hat. Grundsätzlich ist dieses Phänomen von Normalbeton bekannt (*DAfStb Heft 606*), scheint jedoch bei Ultrahochleistungsbeton weit ausgeprägter.

4.1.1.2 Frost-Tau-Wechsel

Außenbauteile aus UHPC müssen einen ausreichend hohen Frostwiderstand aufweisen. Dabei muss zwischen verschiedenen Anwendungen differenziert werden. Fassaden und Balkonbrüstungen können direkt bewittert werden, eine vollständige Wassersättigung ist jedoch ausgeschlossen. Anders verhält es sich mit Bauteilen, die in Süßwasser-Wechselzonen vorhanden sind, wie z.B. Ufermauern oder Schleusen. Am stärksten belastet sind Bauteile, die zusätzlich mit Tausalz in Berührung kommen. Das betrifft vor allem Bauteile im Straßen- und Brückenbau sowie Bauwerke im Bereich von Meerwasser.

Schäden durch Frost treten auf, wenn der Wassergehalt eines Baustoffs zum Einsetzen des Gefrierpunktes größer ist, als der zur Schädigung relevante Grenzwassergehalt. Das heißt, dass die Spannungen, die durch den Wechsel des Aggregatzustandes und der daraus resultierenden Volumenzunahme die Festigkeit

des Materials übersteigen. Die Schädigung der Fassade wird bestimmt durch die Wasseraufnahmefähigkeit der Oberfläche sowie der Schlagregenintensität. Als exponierte Bauteile unterliegen Betonfassaden äußeren Feuchtequellen wie Schlagregen oder Ablauf- und Spritzwasser. Wie stark ein Fassadenbauteil bewittert wird hängt maßgeblich von dessen Neigung und Orientierung ab. Während Ablauf- und Spritzwasser lokale Feuchtequellen im Sockel- oder Sohlbankbereich sind, ist Schlagregen global und wirkt auf die gesamte Fassadenfläche ein. Wie in Abb. 4.2 entnommen werden kann, ist die Schlagregenbeanspruchung auf der Wetterseite, an Gebäudeecken und -kanten sowie an hoch gelegenen Fassadenflächen am größten. Ebenso bedeutend ist die Neigung der Fassade. Durch eine geringe Schiefstellung kann die auftreffende Niederschlagsmenge mehr als verdoppelt werden. Fassaden sind im Allgemeinen lotrechte Bauteile, die nach dem Ende eines Schlagregenereignisses schnell abtrocknen (Künzel 2004).

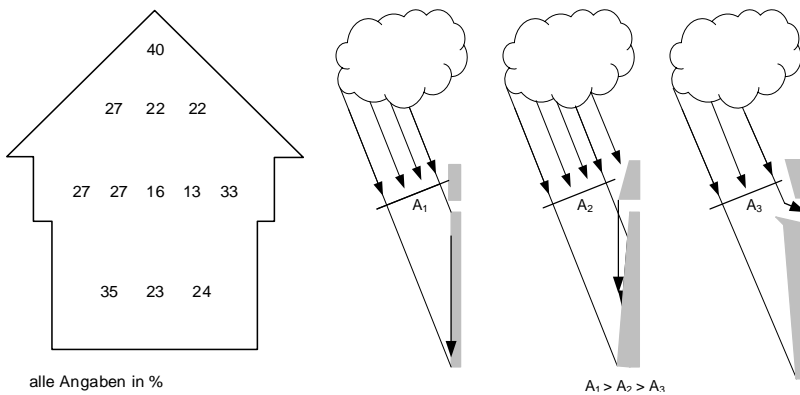


Abb. 4.2: links: an verschiedenen Positionen an der Fassade eines Fachwerkhauses gemessene Schlagregenmengen, bezogen auf die ebenfalls gemessene Niederschlagsmenge auf eine horizontale Fläche in Prozent (Künzel 1996); rechts: Unterschiedliche Regenwassermengen bei verschiedenen geneigten Flächen (Steinle 2016)

Der Frost-Tau-Widerstand von UHPC ist höher als bei HPC oder Normalbeton aufgrund von weniger Kapillarporen im Betongefüge. Das resultiert aus niedrigeren w/z - Werten und dem höheren Feststoffanteil im Zementstein. Zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit gegenüber Frost-Tau-Wechsel wird der CDF-Test (Capillary Suction, De-icing agent and Freeze-thaw-test) verwendet. Der Test beinhaltet die Exposition von Betonproben durch mehrere Zyklen sowie eine anschließende Messung des Masseverlustes. Der Masseverlust beträgt bei UHPC nach 56 Zyklen zirka 280 g/m² und bei Normalbeton und HPC bis 1500 g/m² und ist ein Indiz für die Schädigung des Betons. *Fehling et al. 2003* vermutet, dass die geringere Abwitterung der hohen Festigkeit der Bindemittelmatrix sowie der hohen Dichtigkeit geschuldet ist. In den UHPC kann nur wenig Feuchtigkeit eindringen und gegen den beim Gefrieren entstehende hydraulische Druck besteht ein hoher Widerstand.

Guse 1998 untersucht die Gefügeschädigung nach Frost- und Frost-Taumittelbeanspruchung durch die Ermittlung der Betondruckfestigkeit von HPC. Es kann jedoch keine Korrelation zwischen Gefügeschädigung und Druckfestigkeit gefunden werden, obwohl eine erhöhte Mikrorissanzahl mit dem Mikroskop nachgewiesen wird.

Untersuchungen von *Petersen 2003* umfassen die Auswirkungen von Frost-Tau-Wechseln auf die Biegezug- und Druckfestigkeit von Normalbeton. *Feldrappe 2005* untersucht zusätzlich den Einfluss auf die Spaltzugfestigkeit. Untersuchungsgegenstand sind unterschiedlich zusammengesetzte, feinkörnige Hochleistungsbetone. Sowohl *Petersen 2003* als auch *Feldrappe 2005* können einen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften feststellen, die auf eine Gefügeschädigungen im Beton zurückgeführt werden und zu Festigkeitsverlusten von bis zu ca. 25 % führen.

4.1.2 Probekörper

4.1.2.1 Material und Eigenschaften

Zur Untersuchungen des Einflusses von Feuchtigkeit auf die Biegezug- und Zugfestigkeit werden zwei Betonmischungen verwendet. Eine feinkörnige HPC-Rezeptur MQ2 und eine grobkörnige UHPC-Rezeptur MB5. Dadurch können Unterschiede zwischen UHPC und HPC untersucht werden. Es ist von Interesse, ob die Festigkeitssteigerung infolge Wasserlagerung nur eine starke Ausprägung bei UHPC zeigt und worauf diese ggf. zurückzuführen ist.

Zur Erforschung des Einflusses von Frost-Tau-Wechsel wird die Standardmischung MB5 gewählt. Es ist anzunehmen, dass der Einfluss stark von der jeweiligen Rezeptur abhängt. Das macht zwangsläufige Prüfungen im Rahmen eines Prüfzeugnisses oder begleitend zu einer statischen Berechnung notwendig.

4.1.2.2 Geometrie, Herstellung und Lagerung

Die Probekörper sind Prismen mit den Abmessungen 40x40x160 mm nach *DIN EN 196-1* und werden mit vorgefertigten Edelstahlschalungen betoniert oder aus einem Betonteil mit den Abmessungen 150x150x250 mm³ herausgeschnitten (

Abb. 4.3). Das ermöglicht es den Einfluss der Randzone zu untersuchen.

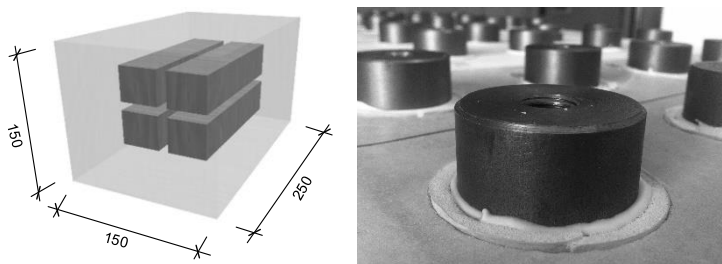


Abb. 4.3: links: Schnittdiagramm zur Herstellung von Prismen ohne Randzone; rechts: aufgeklebte Prüfstempel

Die Wahl dieser Geometrie erfolgt, um die Vergleichbarkeit mit anderen Forschungsarbeiten (*Fehling 2005*) zu ermöglichen sowie aus logistischen Gründen. Aufgrund der hohen Versuchsanzahl muss die Geometrie an die Lagerungsmöglichkeiten angepasst werden. Weiterhin können sich Temperatur oder Feuchtigkeit gleichmäßig und schneller in einem kleinen Probekörpervolumen

verteilen. Zur Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit werden Platten mit den Abmessungen 550x250x30 mm³ verwendet. Auf den Platten werden Prüfstempel mit einem Durchmesser von 45 mm geklebt, die von einer 10 mm tiefen Ringnut umgeben sind, damit die belastete Oberfläche begrenzt und definiert ist. Vor dem Aufkleben der Stempel wird die Oberfläche abgeschliffen. Für Probekörper, die auf 70°C erhitzt werden, wird ein hochtemperaturbeständiger Zweikomponentenkleber auf Epoxidharzbasis verwendet, um die Prüfstempel aufzubringen. Alle übrigen Stempel werden mit einem Zweikomponentenkleber, bestehend aus Dibenzoylperoxid und Methylmethacrylat geklebt.

Die Probekörper werden betoniert, benäßt, mit Folie abgedeckt und verbleiben einen Tag in der Schalung. Anschließend werden die Probekörper für 27 Tage bei einer Temperatur von 20°C wasser- oder trockengelagert. Dann erfolgt eine weitere Lagerungsperiode für 24 - 26 Stunden im Wasser und/oder bei 70° Lufttemperatur und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 5 - 10%. Die Probekörper werden nass, bei 20°C oder 70°C geprüft. Einige Prismen werden 13, 33 und 56 Frost-Tau-Wechseln unterzogen und anschließend geprüft. Bei den Proben, die Frost-Tau-Wechseln unterzogen werden, folgt eine anschließende Trocknung bei Raumtemperatur, um das Feuchtigkeitsniveau von trockengelagerten Proben zu erreichen. Der exakte Ablauf der Lagerung kann dem Versuchsprogramm in Abs. 4.2.3 entnommen werden.

4.1.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Es werden Biegezug- und Oberflächenzugprüfungen an unterschiedlich gelagerten Prismen und Platten durchgeführt, um den Einfluss unterschiedlicher Feuchtigkeitszustände und Lagerungsbedingungen zu untersuchen.

Obwohl Fassaden einer geringeren Beanspruchung durch Frost-Tau-Wechsel unterliegen, muss eine beschädigungsfreie Oberfläche sichergestellt sein. Weiterhin muss erforscht werden, ob die Beanspruchung durch Frost-Tau-Wechsel einen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften hat. Dazu werden UHPC Prismen mit bis zu 56 Frost-Tau-Zyklen beansprucht und die Biegezugfestigkeit ermittelt. Durch den Vergleich mit Referenzproben wird der Einfluss auf die Biegezugfestigkeit untersucht.

Für die drei-punkt Biegezugversuche wird eine Biegezugprüfmaschine des Typs ToniNorm 2060 verwendet. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt nach *DIN EN 196-1* 50 N/s bis zum Bruch und der Auflagerabstand 100 mm. Die Oberflächenzugfestigkeit wird mit dem Haftzugprüfgerät Proceq DY-225 geprüft. Beide Versuchsaufbauten sind in Abb. 4.4 dargestellt. Die Zugversuche an der Oberfläche von Betonplatten werden durchgeführt, um die Zugfestigkeit längs der vermuteten Mikrorisse untersuchen zu können.

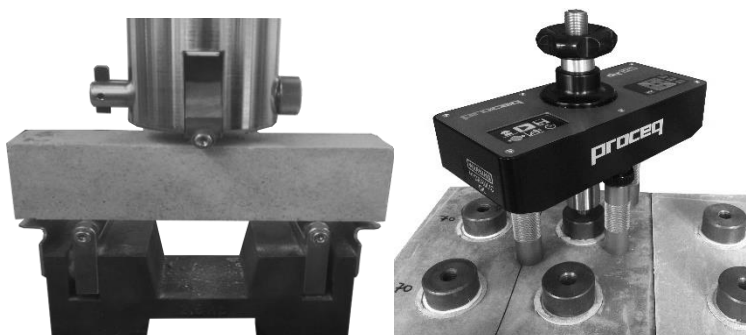


Abb. 4.4: Versuchsaufbau; links: Biegezugversuch; rechts Oberflächenzugfestigkeit

Die Versuchsreihe TL-70-WL ist angelehnt an die Prüfung des Einflusses eines Wärmeschocks auf Natursteinmaterialien nach (DIN EN 14066).

Die Durchführung der Frost-Tau Wechsel Prüfung erfolgt in Anlehnung an das Prüfverfahren für Naturstein zur Bestimmung des Frostwiderstandes (DIN EN 12371) und der Prüfung der Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen (DIN EN 1367-1). Der Ablauf der einzelnen Zyklen entspricht der DIN EN 1367-1, da in der Kältekammer zeitgleich Prüfungen an Gesteinskörnungen durchgeführt werden. Insgesamt werden die Proben maximal 56 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt.

Zum besseren Verständnis des Versuchsprogramms und dessen Abkürzungen, wird das in Abb. 4.5 dargestellte Bezeichnungsschema verwendet.

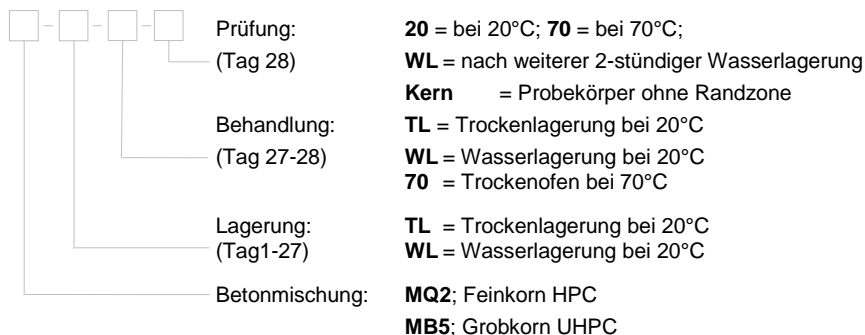


Abb. 4.5: Bezeichnungsschema der Probekörper zur Untersuchung von Feuchtigkeitseinflüssen und Frost-Tau-Wechsel

In der folgenden Tab. 4.1 ist das Versuchsprogramm aufgeführt.

Tab. 4.1: Versuchsprogramm - Einfluss von hygrischer Beanspruchung und Frost-Tau-Wechsel auf die Biegezugfestigkeit

Zeit- raum		Versuche													
Beginn	Ende	TL-TL-20	TL-70-20	TL-70-70	TL-70- WL	WL-WL- 20	WL-70- 20	WL-70- 70	WL-70- WL	TL-TL- 20-Kern	TL-TL- WL-Kern	TL-TL- 13FT	TL-TL- 33FT	TL-TL- 56FT	
Lagerungsbedingungen	0d	1d	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	
	1d	27 d	TL	TL	TL	TL	WL	WL	WL	WL	TL	TL	TL	TL	
	27 d	28 d	TL	70	70	70°	WL	70	70	70° C	TL	TL	TL	TL	
	28 d 0h	28 d 2h	TL	70	70	WL	WL	70	70	WL	TL	WL	13 FT	33 FT	56 FT
	28 d 2h	28 d 2h	20	20	70	20	20	20	70	20	20	20	20	20	
Biegezug	MB5		10	10	10	-	10	10	10	-	2	2	5	5	3
	MQ2		6	7	7	9	6	7	7	9	-	-	-	-	
Haftzug	MB5		5	5	5	5	5	5	5	5	-	-		-	
	MQ2		5	5	5	5	5	5	5	5	-	-		-	

4.1.4 Ergebnisse

4.1.4.1 Grundlagen zur Ermittlung der Bruchspannungen

Nach *DIN EN 196-1* wird die uniaxiale Biegezugspannung $f_{ct,fl,I}$ mit dem Auflagerabstand l_{eff} wie folgt berechnet:

$$f_{ct,fl,I} = \frac{M}{W} = 1,5 \times \frac{F_u \times l_{eff}}{b \times h^2} \quad (4.1)$$

Die Oberflächenzugfestigkeit β_{OZ} kann mit der Bruchlast F_u sowie dem Durchmesser des Prüfstempels und demzufolge der belasteten Oberfläche d_s mit folgender Formel nach *DIN EN 1048-2* berechnet werden:

$$\beta_{OZ} = \frac{4 \times F_{max}}{\pi \times d_s^2} \quad (4.2)$$

4.1.4.2 Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände

In Abb. 4.6 sind die Mittelwerte als Ergebnis der Biegezugprüfungen aufgeführt. Der linken Seite des Diagramms kann man entnehmen, dass feuchtgeprüfte Probekörper der Versuchsreihe MB5 immer eine höhere Biegezugfestigkeit zeigen. Dabei ist es irrelevant, ob die Probekörper zuvor wasser- oder trockengelagert werden. Anhand der Versuchsserie MB5-TL-WL-20_Kern zeigt sich, dass die Biegezugfestigkeit bei ursprünglich trockengelagerten Probekörpern durch eine zweistündige Wasserlagerung auf das Niveau von ausschließlich wassergelagerten Probekörpern gebracht werden kann. Der Abfall der Festigkeit nach einer 24-stündigen Trocknung bei 70°C ist bei wassergelagerten Probekörpern größer und tritt auch bei einer Trockenlagerung auf. Werden die Probekörper bei 70°C geprüft, wird die Biegezugfestigkeit weiter reduziert. Die rechte Seite des Diagramms zeigt für die Versuchsreihe MQ2 ähnliche Ergebnisse. Der Vergleich zwischen den Serien MQ2-TL-70-WL und MQ2-WL-70-WL mit den Serien MQ2-TL-TL-20 und MQ2-WL-WL-20 zeigt eine direkte Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Bauteilfeuchte. Obwohl die Probekörper bei 70°C getrocknet werden, kann durch eine anschließende zweistündige Wasserlagerung die Biegezugfestigkeit der beiden Referenzen MQ2-TL-TL-20 und MQ2-WL-WL-20 nahezu exakt erreicht werden.

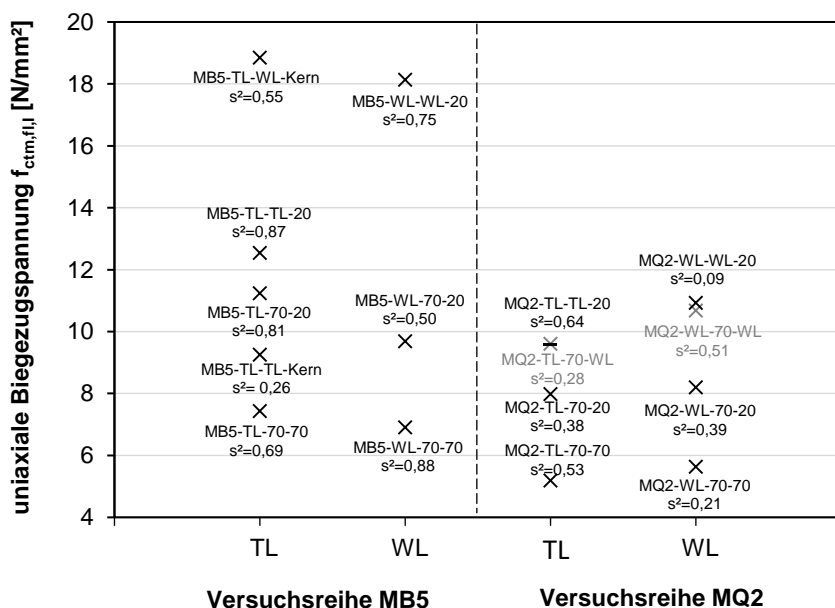


Abb. 4.6: Mittelwerte der Bruchspannungen der Biegezugfestigkeit zur Untersuchung des Einflusses von Feuchtigkeit

Die Ergebnisse der Zugprüfung an der Oberfläche sind in Abb. 4.7 dargestellt. Prinzipiell entsprechen die Ergebnisse denen der Biegezugprüfung in Abb. 4.6. Das

heißt, die unterschiedlichen Feuchtezustände bewirken die gleichen Festigkeitszu- und -abnahmen, wenn auch in einer geringeren Ausprägung. Sowohl die Ergebnisse der Biegezug- als auch Zugfestigkeit zeigen keinen Unterschied zwischen MQ2-WL-70-WL und MQ2-WL-WL-20. Die Ergebnisse aller Versuchsreihen können dem Anhang A entnommen werden.

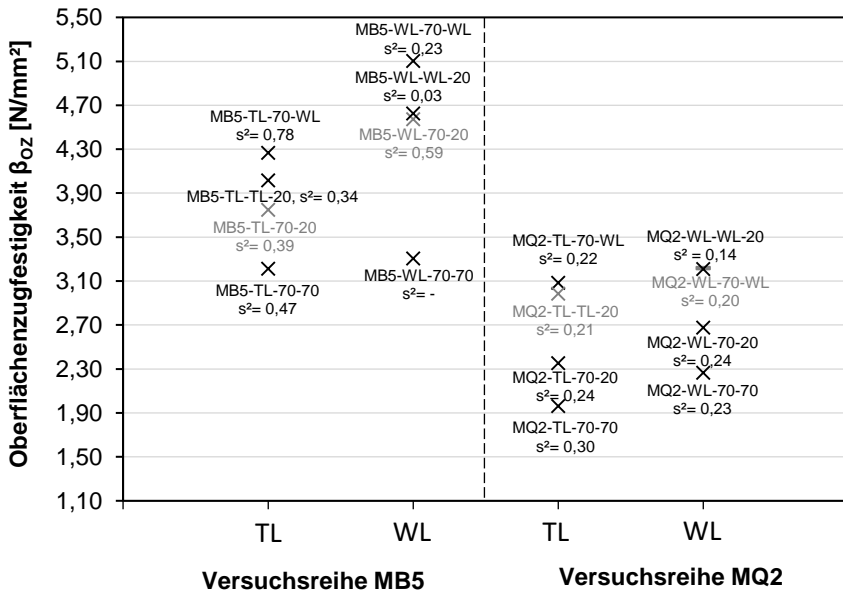


Abb. 4.7: Mittelwerte der Bruchspannungen der Zugfestigkeit an der Oberfläche zur Untersuchung des Einflusses von Feuchtigkeit

4.1.4.3 Frost-Tau-Wechsel

In Abb. 4.8 sowie in Anhang A sind die Ergebnisse der Biegezugversuche nach Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung dargestellt. Diese werden mit den Ergebnissen von *Feldrappe 2005* mit bis zu 56 Zyklen verglichen. Die Biegezugversuche von *Feldrappe 2005* werden an Balken nach *DIN EN 12390-5* mit den Abmessungen 360 x 100 x 100 mm³ durchgeführt. Die Frost-Tau-Prüfung erfolgte nach *DIN CEN/TS 12390-9* dessen Temperaturgrenzen und Abläufe mit denen nach *DIN EN 1367-1* vergleichbar sind. Bei den verglichenen Betonrezepturen ohne Silikaanteil oS25, oS35, oS40 handelt es sich um HPC mit einem Zementanteil von 500 kg/m³ und w/z-Werten von 0,25; 0,35 und 0,40. Damit liegt der Zementanteil auf einem ähnlichen Niveau wie bei den verwendeten Rezepturen (Tab. 3.1). Der w/z-Wert von Mischung oS25 ist vergleichbar. Zusätzlich sind Ergebnisse der Spaltzugfestigkeit von *Feldrappe 2005* dargestellt, um Rückschlüsse für die eigenen Untersuchungen zu ziehen. Um die Ergebnisse untereinander vergleichen zu können, ist die Biegezugfestigkeit prozentual dargestellt.

Es zeigt sich, dass die Beanspruchung mit 13 Frost-Tau-Wechseln einen geringen Abfall der Biegezugfestigkeit bewirkt, nach 33 Zyklen zunimmt und dann nahezu

konstant bleibt. Die Ergebnisse von *Feldrappe 2005* zeigen einen Abfall der Biegezug- und Spaltzugfestigkeit mit abnehmenden w/z-Wert mit Ausnahme der Spaltzugfestigkeit der Versuchsreihe oS25. Die Spaltzugfestigkeit zeigt einen stärkeren Abfall sowie Parallelen bei oS35 und oS40 zur Biegezugfestigkeit.

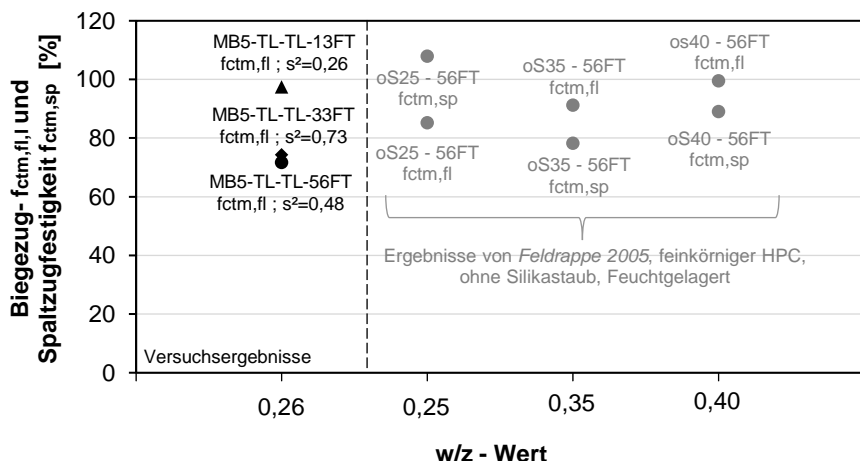


Abb. 4.8: Gegenüberstellung der Biegezug- und Spaltzugfestigkeit von UHPC und HPC in Abhängigkeit vom w/z-Wert

4.1.5 Diskussion und Schlussfolgerung

4.1.5.1 Unterschiedliche Feuchtigkeitszustände

Die Ergebnisse zeigen einen deutlichen Einfluss von Feuchtigkeit auf die Ergebnisse der Biegezugprüfung. Umso feuchter eine Probe, desto höher ist die Biegezugfestigkeit. Dabei ist es irrelevant, ob eine Probe nach dem Ausschalen und während des Hydratationsprozesses trocken- oder wassergelagert ist. Durch eine 24-stündige Trocknung bei 70 °C gibt der wassergelagerte Probekörper das freie Wasser aus den wenigen Kapillarporen ab und die Biegezugfestigkeit fällt anschließend bei der Versuchsserie MQ5-WL bis zu 60% ab. Der gleiche Effekt wird bei der feinkörnigen HPC Mischung beobachtet. Durch die Zufuhr von Feuchtigkeit lässt sich die Biegezugfestigkeit innerhalb der Grenzen - getrocknet bis wassergelagert - nahezu beliebig einstellen.

Eine Erklärung für dieses Phänomen ist eine Mikrorissbildung an der Prismenoberfläche. Wie in Abb. 4.9 links dargestellt, können Mikrorisse durch die trockene Lagerung nach der Betonage entstehen, indem die schwindinduzierten Zugspannungen am Bauteilrand die frühe Betonzugfestigkeit überschreiten. Da diese Mikrorisse bei wassergelagerten Proben verringert, verhindert oder gar geheilt sind (Abb. 4.9 rechts), könnten diese durch die anschließende Trocknung verursacht werden.

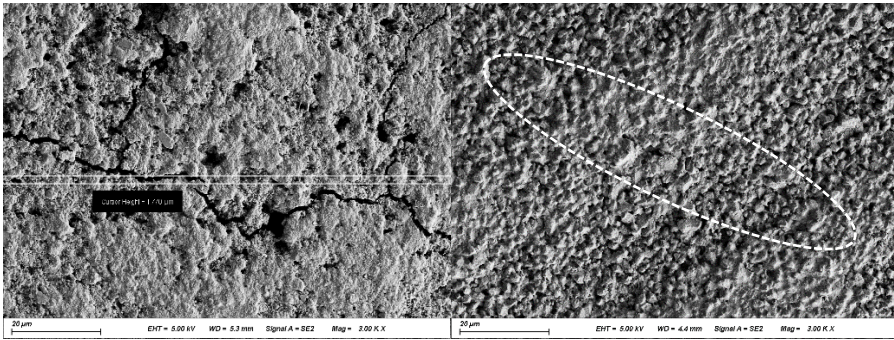
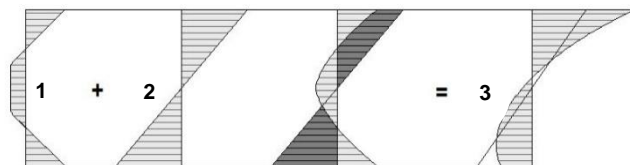


Abb. 4.9: Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop an UHPC Prismen 40x40x160 mm; links: trockengelagerte Probe GK-TL-TL-20 mit 2µm Mikroriss; rechts: nassgelagerte Probe GK-WL-WL-20 mit geschlossenem Mikroriss

Wird dem Probekörper nun Feuchtigkeit zugeführt, werden die Mikrorisse gefüllt, die Adhäsion zwischen den feuchten Rissufern steigt und die Biegezugfestigkeit wird kurzfristig wiederhergestellt. Diese These wird jedoch durch die Versuchsreihe MB5-TL-WL-Kern widerlegt. Hier kann der gleiche Effekt beobachtet werden, obwohl die Prismen frei von Mikrorissen sind, da Sie aus der Mitte eines Betonquaders entnommen werden. Gleichzeitig zeigen die Zugversuche eine ähnliche, aber deutlich geringere Abhängigkeit von der zugeführten Feuchtigkeit. Da die Schwindrisse senkrecht zur Bauteiloberfläche verlaufen, können diese keinen Einfluss auf die Zugfestigkeit an der Bauteiloberfläche haben.

Daraus leitet sich eine weitere These ab: Feuchtigkeit dringt in die mikrorissgeschädigte und porige Randzone des Probekörpers ein, wodurch diese quillt. Daraus resultiert eine Quelldruckspannung im Randbereich, die der Zugspannung infolge Auflast entgegenwirkt (Abb. 4.10). Der Probekörper spannt sich infolge Quellen selbst vor. Aus diesem Grund kann auch ein Einfluss auf die oberflächennahe Zugfestigkeit festgestellt werden. Dieser Effekt ist bei grobkörnigem Gestein deutlicher ausgeprägt. Das kann unter anderem auf die unterschiedlichen und mit größer werdendem Größtkorn steigenden Luftporengehalt (Tab. 3.3) zurückgeführt werden. Durch Mikrorisse können Luftporen eine Verbindung zum Bauteilrand erhalten. Dadurch kann mehr Wasser in das Zementsteingefüge eindringen und die Quelldruckspannungen nehmen zu. Während sich Wasser in das Zementsteingefüge einlagert, stellt das aussteifende Gerüst der Gesteinskörner eine Verformungsbehinderung dar. Diese Verformungsbehinderung ist abhängig von der Gesteinsart und steigt mit größer werdendem Elastizitätsmodul (*DAfStb Heft 146*). Wie beim Schwinden von Beton ist auch das Quellen maßgeblich abhängig vom Zementleimgehalt (*Grube 1991*).



1. Spannungsverlauf infolge Quellen der Randzone (siehe Abb. 2.3)
2. Spannungsverlauf infolge Biegung
3. Superponierter Spannungsverlauf

Abb. 4.10: Spannungsverteilung aus der Überlagerung von Drei-Punkt-Biegeprüfung und Quellen

Obwohl es sich bei UHPC um einen Werkstoff mit sehr dichtem Gefüge handelt, sind wenige Kapillarporen vorhanden. Anhand der Aufnahmen des μ CT (Abb. 4.1) kann die Existenz von randnahen Mikrorissen infolge Schwindens belegt werden. Diese Mikrorisse sind sowohl bei trocken als auch wassergelagerten Proben vorhanden. Das resultiert aus der eintägigen trockenen Lagerung in der Schalung. Trotz eines Abdeckens mit Folie können diese nicht verhindert sondern bestenfalls begrenzt werden, da kein maßgeblicher Unterschied zwischen anschließend trocken- und wassergelagerten Proben festgestellt werden konnte. Das Schwinden ist nach einem Tag größtenteils abgeschlossen (s. Abs. 4.4.4.1). Eine anschließende Wasserlagerung begrenzt lediglich die fortschreitende Rissbildung bis zum Erreichen des Endschwindmaßes und trägt zu Rissheilung bei. Aus diesem Grund liegen die Biegezugfestigkeiten von wassergelagerten Proben, bei gleichen Prüfbedingungen, leicht über denen der Trockenlagerung.

Diese These wird durch Ergebnisse von *Pahn et al. 2016* bekräftigt. Gegenstand der durchgeführten Untersuchung ist die Wassereindringtiefe in Probekörper aus HPC. Die Proben verbleiben einen Tag zugedeckt in der Schalung und werden anschließend 28 Tage nass oder trocken bei Raumtemperatur gelagert. Anschließend werden die Probekörper für 72 Stunden mit 1 Bar Wasserdruck belastet. Bei den nassgelagerten Probekörpern beträgt die Wassereindringtiefe ca. 4 mm, während bei den trockengelagerten Proben mehr als 10 mm erreicht werden. Das ist auf eine frühe Mikrorissbildung an der Oberfläche infolge autogenem Schwinden zurückzuführen. Die Mikrorissbildung wird durch die Verformungsbehinderung der Gesteinskörnung begünstigt (*Schäffel 2009*) und nimmt mit größer werdendem Größtkorn zu. Die entstehenden oberflächennahen Mikrorisse wirken als Kapillaren, die zum Quellen der Randzone beitragen.

Damit die Biegezugfestigkeit nicht überschätzt wird, sollten trocken gelagerte Probekörper nach *DIN EN 196-1* verwendet werden, die nach der Betonage für einen Tag in der feuchtgehaltenen, abgedeckten Schalung verbleiben. Anschließend erfolgt die Prüfung im trockenen Zustand.

4.1.5.2 Frost-Tau-Wechsel

Die Ergebnisse von *Feldrappe 2005* zeigen, dass die Biegezugfestigkeit nach 56 Frost-Tau-Zyklen mit sinkendem w/z-Wert abfällt. Dies widerspricht der Tatsache,

dass der Porengehalt mit sinkendem w/z-Wert abnimmt. Ab einem w/z-Wert von 0,4 sind so gut wie keine Kapillarporen vorhanden (Reinhardt 2012). Demzufolge müsste die Biegezugfestigkeit mit sinkendem w/z-Wert geringer abnehmen.

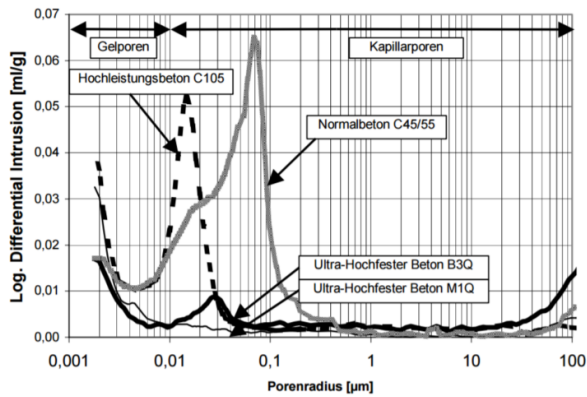


Abb. 4.11: Vergleich der Porenradienverteilung von Normalbeton C45/55, HPC C105 und UHPC C200 (Fehling et al. 2003)

Es liegt nahe, dass oberflächennahe Mikrorisse Feuchtigkeit aufnehmen (siehe Abs. 3.1.6.1) und es zu einer Frostschädigung der Randzone kommt. Durch einen sinkenden w/z-Wert wird das autogene Schwinden beschleunigt (Kustermann 2005) und die Mikrorissbildung kann zunehmen. Dadurch kann die Randzone verstärkt und gegebenenfalls tiefer degeneriert werden. Durch das dichtere Gefüge von UHPC (Abb. 4.11) ist ein geringerer Einfluss auf die Biegezugfestigkeit durch eine Frost-Tau-Beanspruchung zu erwarten und demzufolge ein geringerer Abfall im Vergleich zu den Ergebnissen von Feldrappe 2005. Es liegt die Vermutung nahe, dass die unterschiedliche Probekörpergeometrie einen Einfluss hat. So ist das Verhältnis von ungeschädigtem Kernquerschnitt zur geschädigten Randzone bei kleinformatigen, prismatischen Probekörpern geringer als bei Balken mit größeren Abmessungen. Das führt bei kleineren Querschnitten zu einer tendenziell größeren Reduktion der mechanischen Eigenschaften.

In Abb. 4.12 ist die geschädigte Randzone an der unterschiedlichen Verfärbung im Vergleich zum Kernquerschnitt zu erkennen.

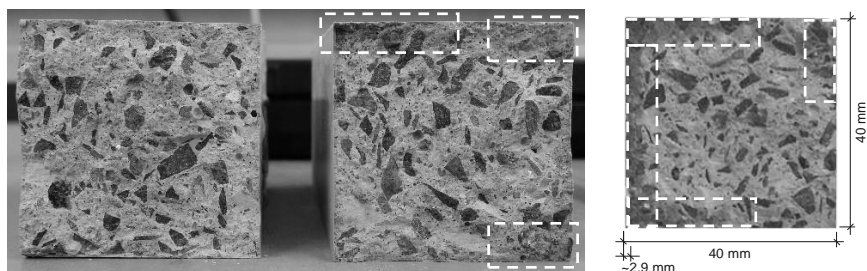


Abb. 4.12: Bruchflächen nach der Biegezugprüfung an UHPC Prismen der Mischung MQ5; links: Referenzprobekörper; mitte: nach 13 Frost-Tau-Zyklen; rechts: nach 33 Frost-Tau-Zyklen

Das bedeutet, dass Frost-Tau-Zyklen einen größeren Einfluss auf die Tragfähigkeit von filigranen UHPC Bauteilen haben. Trotz des dichten Gefüges können mikrorissgeschädigte Randbereiche abwittern, sodass ein reduzierter Querschnitt verbleibt, der für die Bemessung angesetzt werden muss. Das kann durch eine einfache Verhältnisgleichung und den Abmessungen aus Abb. 4.12 gezeigt werden. Die reduzierte Querschnittsfläche beträgt zirka 73,1 % der Referenzfläche und entspricht nahezu exakt dem prozentualen Abfall der Biegezugfestigkeit von 74,4 % (Abb. 4.8). Der Einfluss von Frost-Tau-Wechsel hat Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften von UHPC. Offen ist, inwieweit diese Einwirkung einen Einfluss auf nicht wassergesättigte Probekörper hat. Da Fassaden nach einem Schlagregenereignis schnell wieder abtrocknen (*Künzel 2004*), liegt die Vermutung nahe, dass es sich nicht um eine maßgebende Einwirkung für lotrechte Fassaden handelt. Diese Einwirkung wird ebenfalls nicht in der *DIN 18516-5* berücksichtigt, sondern nur bei Natursteinfassaden nach *DIN 18516-3*. Für geneigte oder horizontale Fassaden, die einer stärkeren Schlagregenbeanspruchung unterliegen, sollte dieser Einfluss durch eine Abminderung der Zug- und Biegezugfestigkeit berücksichtigt werden. Prinzipiell ist die Anzahl der benötigten Frost-Tau-Wechsel zu klären und die Prüfung sollte analog zur Bestimmung des Frostwiderstandes von Naturstein (*DIN EN 12371*) durchgeführt werden. Naturstein dient in der Regel als Fassaden- oder Bodenbelagsmaterial und unterliegt einer geringeren negativen Temperaturbeanspruchung (ca. 60 %) als Stahlbetonbauteile. Weiterhin ist zu klären, ob bei Bauteilen, die zunächst durch Feuchtigkeit beansprucht sind - wodurch eine Mikrorissheilung initiiert wird (*Pahn et al. 2016*) - ein ähnlicher Einfluss auf die Biegezugfestigkeit zu erkennen ist. Vermutlich ist er aufgrund weniger Kapillaren deutlich geringer.

Zusammenfassend kann anhand der durchgeführten Untersuchungen ein Abminderungsfaktor für frostgefährdete Fassaden von 0,71 angegeben werden (vgl. Abb. 4.8). Als frostgefährdete Fassaden sind geneigte und horizontale Fassaden anzusehen oder Fassaden die häufigen und starken Frostphasen unterliegen.

4.2 Einfluss erhöhter Temperatur auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

Die maximale Temperaturbeanspruchung von Fassaden ist abhängig von ihrer Lage, Oberfläche und Färbung. Eine schwarze Fassade kann in unseren Breiten in den Sommermonaten eine Oberflächentemperatur von bis zu 90°C aufweisen. Aus diesem Grund ist es notwendig, den Temperatureinfluss auf die Zug- und Biegezugfestigkeit von UHPC zu untersuchen.

4.2.1 Stand des Wissens

Es existiert eine Reihe von Untersuchungen, die sich mit dem Temperatureinfluss auf die mechanischen Eigenschaften von Beton beschäftigen. In der Regel konzentrieren sich die Untersuchungen auf Temperaturen jenseits der 100°C (*Husem 2006; Phan u. Carino 2001; Bažant u. Kaplan 1996; Schneider 1988*), wie sie im Brandfall auftreten, die Druckfestigkeit und auf Normal- und Hochleistungsbeton.

Für den Temperaturbereich von 0°C bis 80°C sind in *fib 2010* Gleichungen zur Berechnung der Biegezug- und Zugfestigkeit von Normalbeton angegeben. Diese experimentell ermittelten, linearen Approximationsgleichungen sind nachfolgend aufgeführt.

Die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}(T)$ in Abhängigkeit der einwirkenden Temperatur T errechnet sich mit der Referenzbiegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ bei 20°C zu:

$$\frac{f_{ctm,fl}(T)}{f_{ctm,fl}} = (1,1 - 0,005 \times T) \quad (4.3)$$

Für die temperaturabhängige Zugfestigkeit $f_{ctm}(T)$ wird folgende Gleichung angegeben:

$$\frac{f_{ctm}(T)}{f_{ctm}} = (1,16 - 0,008 \times T) \quad (4.4)$$

Dabei ist:

- T die Temperatur,
- f_{ctm} die Zugfestigkeit bei 20°C und
- $f_{ctm,fl}$ Biegezugfestigkeit bei 20°C.

Die Abminderung der Festigkeit ist nach *fib 2010* auf den nicht-linearen Temperaturgradienten, der damit verbundenen ungleichmäßigen Dehnung zwischen Zementstein und Gestein und der resultierenden inneren Zwangsspannungen zurückzuführen. Somit sind sowohl Gesteinsgehalt, -größe und -art maßgebend für die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften unter erhöhter Temperatur. Für Berechnungen, bei denen die temperaturabhängige Zug- und Biegezugfestigkeit ein maßgebender Berechnungsparameter ist, wird empfohlen, Versuche durchzuführen, um die angegebenen Gleichungen an den Ergebnissen zu kalibrieren. Die Gleichung

zur Berechnung der temperaturabhängigen Zugfestigkeit beruhen auf den Versuchsergebnissen von *Mechtcherine 2000* und *Solwik 1995*. Zur Berechnung der temperaturabhängigen Biegezugfestigkeit werden Untersuchungen von *Srinivasa Rao et al. 2008* und *Mechtcherine 2000* herangezogen.

Srinivasa Rao et al. 2008 untersucht die Spalt- und Biegezugfestigkeit an Probekörpern, die mit unterschiedlicher Dauer und erhöhten Temperaturen von 50°C bis 250°C ausgesetzt sind. Die Zusammensetzung der untersuchten Betone ist Tab. 4.2 zu entnehmen.

Tab. 4.2: Betonzusammensetzung nach *Srinivasa Rao et al. 2008* mit 400 ml Fließmittel je 50 kg Zement

Zementart	w/z	Zement	Wasser	Feinkörniges Gestein	Grobkörniges Gestein	f_{ck}
	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[N/mm ²]
Portland	0,25	654	196	615	880	58,6
Portland- puzzolan	0,25	654	196	615	880	58,8

Als Fließmittel wird Conoplast SP 430 verwendet und mit 400 ml je 50 kg Zement dosiert. Die damit hergestellten Balken haben die Abmessungen 100 x 100 x 500 mm³. Nach der Betonage werden die Probekörper 24 Stunden in der Schalung belassen und anschließend 28 Tage wassergelagert. Die Probekörper werden für 1, 2 oder 3 Stunden auf 50°C - 250°C erhitzt, aus dem Ofen genommen und geprüft. Insgesamt kann kein maßgebender Einfluss der Einwirkungsdauer der Temperatur bis ca. 100°C festgestellt werden, sondern lediglich ein geringerer Abfall der Biegezugfestigkeit bei Probekörpern aus Portlandpuzzolanzement.

Mechtcherine 2000 untersucht die uniaxiale Zugfestig- und Biegezugfestigkeit im Drei-Punkt-Biegeversuch an Biegebalken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 570 mm von Normal- und Hochfestenbeton unter Temperaturbeanspruchung. Ziel der Untersuchungen ist die grundlegende Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte wie der Bruchenergie und -zähigkeit. Gegenstand der Untersuchungen sind die in Tab. 4.3 dargestellten Betonmischungen. Die Betonmischungen unterscheiden sich im w/z-Wert und der Verwendung von Silikastaub.

Nach der Betonage werden die Probekörper mit feuchten Jutetüchern abgedeckt, nach 24 Stunden ausgeschalt und unmittelbar wasserdampfdicht versiegelt. Dazu wird eine dünne Polyethylen-Folie verwendet und Alufolie, die mit einem Epoxidharz auf den Probekörper laminiert wird. Die Probekörper werden nach 56 Tagen bei den Temperaturen 2°C, 23°C und 50°C geprüft. Zunächst werden die Proben langsam mit 3 K/h erwärmt und für 36 Stunden bei Prüftemperatur gelagert. Dieses Vorgehen wird anhand von in Balken einbetonierten Temperaturfühlern plausibilisiert. Die Versuche erfolgen, in Anlehnung an *Brameshuber 1988*, in einer Thermobox unter

Prüftemperatur und entgegen der Schwerkraft zur genaueren Ermittlung der Bruchenergie.

Tab. 4.3: Betonzusammensetzung nach *Mechtcherine 2000*

Beton	w/z	Zement	Silikastaub	Wasser	Gestein Rheinsand/-kies			Fließmittel
	[-]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]			[kg/m ³]
		CEM I 32,5 R			0-2 mm	2-8 mm	8-16 mm	
HFB	0,33	450	45	130	516	654	551	21
NFB-I	0,45	424	-	182	516	654	551	9
NFB-II	0,6	318	-	190	543	688	580	1

Die vorliegenden Untersuchungen fokussieren unterschiedliche Zementgehalte, Zementarten, Betonzusatzmittel, w/z-Gehalte und Betonarten. Es kann jedoch nicht abgeleitet werden, inwieweit sich ein festeres Zementsteingefüge des UHPC sowie kleine Größtkorndurchmesser auf das Temperaturverhalten auswirken.

4.2.2 Probekörper

4.2.2.1 Material und Eigenschaften

Um den Einfluss einer erhöhten Temperatur auf die Biegezugfestigkeit von UHPC zu untersuchen, wird die feinkörnige HPC Mischung MQ2 und die grobkörnige UHPC Standardmischung MB5 verwendet. Die Untersuchung der Mischung MQ2 erfolgt, um zu überprüfen ob die Ergebnisse mit dem Stand der Technik korrelieren und den Versuchsaufbau dadurch zu verifizieren.

4.2.2.2 Geometrie, Herstellung und Lagerung

Probekörpergeometrie, Herstellung und Lagerung wird an die Untersuchungen von *Mechtcherine 2000* angelehnt. Dadurch ist die Vergleichbarkeit mit den

dokumentierten Versuchsergebnissen gegeben. Die Abmessungen der Biegebalken betragen 100 x 100 x 500 mm³ und sind in Abb. 4.13 dargestellt.

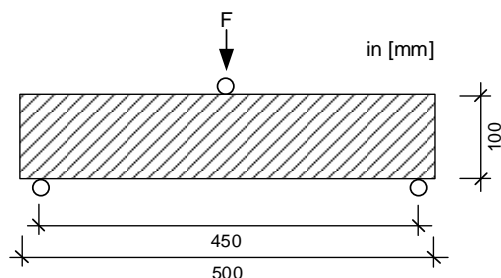


Abb. 4.13: Abmessungen der Biegebalken zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit

Nach der Betonage werden die Probekörper mit feuchten Jutesäcken abgedeckt. Anschließend wird eine Versiegelung aus Polyethylenfolie, Epoxidharz und Alufolie aufgebracht und die Probekörper werden nach 50 Tagen geprüft. Die wasserdampfdichte Versiegelung wird durchgeführt, um die in Abs. 4.1 beschriebenen Feuchtigkeitseinflüsse ausschließen zu können. Vor dem Versuch erfolgt die Lagerung für 48 Stunden bei Prüftemperatur.

4.2.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Um den Temperatureinfluss zu untersuchen, werden Biegezugversuche unter 20°C bis 100°C an einem HPC und UHPC durchgeführt. Vorhandene Untersuchungen konzentrieren sich auf Normal- und Hochleistungsbeton. Mit der HPC Mischung sollen die eigenen Untersuchungsergebnisse am Stand der Technik verifiziert werden. Das Versuchsprogramm ist in der nachfolgenden Tab. 4.4 dargestellt.

Tab. 4.4: Versuchsprogramm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von UHPC bei erhöhter Temperatur

Mischung	Versuchsanzahl				
	20°C	40°C	60°C	80°C	100°C
MQ2	5	5	5	5	5
MB5	5	5	5	5	5

Die Drei-Punkt-Biegeversuche werden mit einer Biegezugprüfmaschine kraftgesteuert durchgeführt. Als Belastungsgeschwindigkeit wird nach *DIN EN 12390-5* 74 N/s festgelegt. Während der Prüfung wird eine Thermobox aus XPS um den Probekörper angeordnet, dessen Front sich öffnen lässt. Durch ein Heißluftgerät wird die Box temperiert und mittels Temperaturfühlern PT100 und einem Thermometer wird die Temperatur an mehreren Stellen gemessen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4.14 dargestellt.

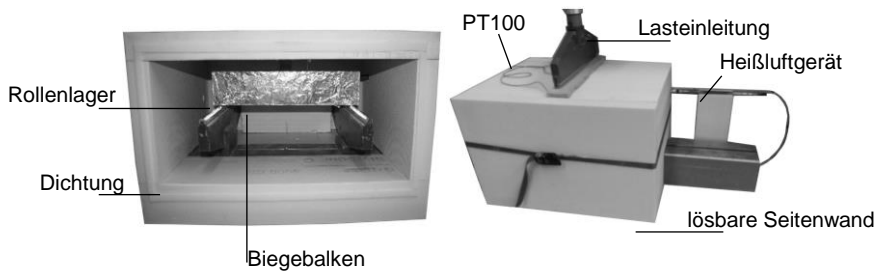


Abb. 4.14: Versuchsaufbau zur Prüfung der Biegezugfestigkeit unter erhöhter Temperatur; links: geöffnete Thermobox mit versiegeltem Biegebalken; rechts: Versuchsaufbau mit geschlossener Thermobox

Zu Beginn des Versuchs werden die für 48 Stunden bei Prüftemperatur gelagerten Probekörper aus dem Klimaschrank genommen und in die Biegezugprüfmaschine eingebaut. Anschließend wird die Thermobox verschlossen und auf Prüftemperatur mittels Heißluft gebracht, um einen Temperaturunterschied zu vermeiden. Mittels PT100 und einem Thermometer wird die Temperatur an mehreren Stellen in der Thermobox gemessen, um eine gleichmäßige Temperaturverteilung ($\pm 0,5^\circ\text{C}$) sicherzustellen. Anschließend erfolgt die Prüfung bis zum Bruch.

4.2.4 Ergebnisse

In Abb. 4.15 sind die Ergebnisse der Biegezugprüfung unter erhöhter Temperatur dargestellt. Eine tabellarische Zusammenfassung ist in Anhang B aufgeführt. Die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl,I}$ wird mit der in Abs. 4.1.4.1 beschriebenen Gleichung berechnet (DIN EN 12390-5; DIN EN 196-1).

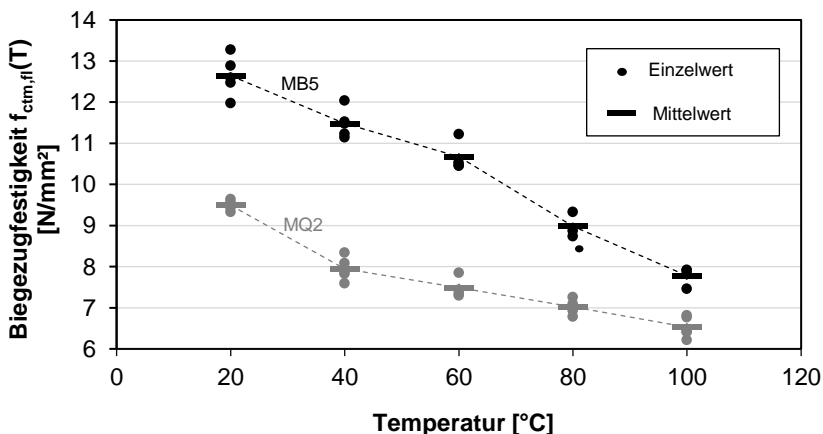


Abb. 4.15: Einfluss von erhöhter Temperatur auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

Das Diagramm zeigt bei beiden UHPC Rezepturen einen Abfall der Biegezugfestigkeit bei ansteigender Temperatur. Der Festigkeitsabfall bei der Mischung MB5 beträgt bis zu ca. 40 % und verläuft nahezu linear. Bei der Mischung MQ2 ist ein ähnlicher linearer

Festigkeitsverlust festzustellen, mit Ausnahme des plötzlichen Abfalls von 20°C auf 40°C. Insgesamt ist der Abfall mit ca. 30 % geringer. Die Versuchsreihe MB5 zeigt im Vergleich zur Reihe MQ2 eine geringfügig größere Streuung, insbesondere bei 20 °C.

4.2.5 Diskussion und Schlussfolgerung

Die Ergebnisse zeigen einen Abfall der Biegezugfestigkeit bei Mischung MQ2 und MB5. Dieser Abfall ist auf den inneren Zwang, der aus der Inkompatibilität zwischen Gestein und Matrix resultiert, zurückzuführen. Da der Zementstein eine in der Regel größere Temperatúrausdehnung als die Gesteinskörnungen aufweist, kommt es bei Erwärmung zu einer unterschiedlichen Ausdehnung und es resultieren innere, lokale Zwangsspannungen, die zusätzlich die Kontaktzone zwischen Gestein und Zementstein schädigen beziehungsweise den Verbund schwächen können. Durch die unterschiedliche Ausdehnung erfährt der Zementstein Druck, während das Gestein unter Zug steht. Das beeinflusst die Biegezugfestigkeit, da die Bruchfläche immer durch das, im Vergleich zum Zementstein, niederfestere Gestein verläuft. Nach *Mechtcherine 2000* werden weiterhin die van der Waals-Bindungen in der Gelstruktur geschwächt.

Durch die Untersuchung der experimentellen Daten unter Verwendung einer Regressionsanalyse kann bei beiden Betonrezepturen ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen dem Biegezugfestigkeitsabfall und steigender Temperatur aufgezeigt werden. Ausschlaggebend dafür ist der Temperatúrausdehnungskoeffizient. Steigt dieser linear an, nehmen auch die Gefügespannungen linear zu und demzufolge die Biegezugfestigkeit linear ab. Die Regressionsgrade der Versuchsreihe MQ2 ist schwächer geneigt, woraus ein im Vergleich zu MB5 geringerer Abfall infolge Temperatur resultiert. Das ist, wie die geringere Streuung der einzelnen Messwerte, auf ein homogeneres Betongefüge zurückzuführen. Weiterhin sind aufgrund des geringeren Größtkorns die lokal auftretenden Spannungen geringer. Der Beton MQ2 wird ausschließlich mit Quarzsand als Gestein hergestellt, während der Beton MB5 über einen großen Basaltanteil verfügt. Während Zementstein einen absoluten Temperatúrausdehnungskoeffizienten von bis zu $23 \times 10^{-6}/K$ (*Reinhardt 2012*) aufweist, beträgt der Temperatúrausdehnungskoeffizient für Basalt $9 \times 10^{-6}/K$ und für Quarz $12,5 \times 10^{-6}/K$ (*Stein 1993*). Das zeigt, dass die Differenz der Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Zementstein und Basalt größer ist, genau wie die inneren Zwangsspannungen, die durch ein gröberes Größtkorn begünstigt werden.

4.2.5.1 Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen

In Abb. 4.16 sind die Versuchsergebnisse und die Nachrechnung mit dem Berechnungsansatz nach *fib 2010* sowie der eigenen Berechnungsansätze dargestellt.

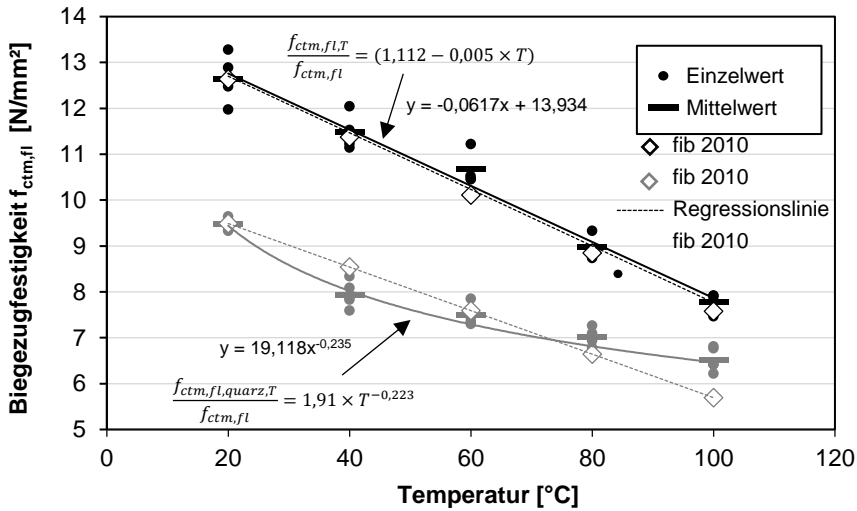


Abb. 4.16: Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsmodell nach *fib 2010*

Die Berechnungsergebnisse nach *fib 2010* stimmen mit den Versuchsergebnissen des Betons MB5 nahezu exakt überein, mit einer Abweichung von bis zu ca. 4%. Für den Beton MQ2 wird der Abfall überschätzt und führt zu Abweichungen von bis zu 13%. Im Vergleich mit der dargestellten potenziellen Trendlinie zeigt sich, dass diese die Versuchsdaten besser beschreibt. Das resultiert aus dem sprunghaften Abfall der Biegezugfestigkeit zwischen 20°C und 40°C und dem anschließenden linearen Verlauf und ist auf den ebenfalls nicht-linearen Verlauf der Temperatúrausdehnung des Quarzgesteins zurückzuführen. Es zeigt sich eine Korrelation mit den Ergebnissen der wahren Temperatúrausdehnung in Anhang E. Bei allen Verläufen kommt es zu einem plötzlichen Sprung zwischen 20°C und 40°C und anschließend zu einem nahezu linearen Anstieg. Dieser Sprung ist bei Quarzgestein, unabhängig der Sieblinie, am stärksten ausgeprägt.

Die im *fib 2010* aufgeführte Gleichung beschreibt die Biegezugfestigkeitsabnahme für den Beton MB5 mit Basaltgestein sehr gut. Für eine nahezu exakte Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird der Berechnungsansatz mithilfe der in Abb. 4.16 dargestellten Gleichung der Regressionsgeraden anhand der Versuchsergebnisse kalibriert. Die Formel lautet:

$$\frac{f_{ct,fl}(T)}{f_{ct,fl}} = (1,112 - 0,005 \times T) \quad (4.5)$$

und gilt für UHPC Beton MB5 und Betone mit vergleichbarer Zusammensetzung. Mit der in Abb. 4.16 dargestellten potenziellen Regressionslinie und dazugehöriger Funktion, kann die nachfolgende Formel Betone mit Quarzgestein (MQ2) angegeben werden:

$$\frac{f_{ct,fl,quarz}(T)}{f_{ct,fl}} = (1,91 \times T^{-0,223}) \quad (4.6)$$

Diese Gleichung gilt für UHPC mit überwiegend quarzitischem Gestein. Aufgrund der Übereinstimmung der Ergebnisse mit *fib 2010* auf die eigenen Untersuchungen am Beton MB5 liegt der Schluss nahe, dass die Gleichung auch für Normal- und Hochfestenbeton verwendet werden kann. Die Nachrechnung mit den eigenen Berechnungsansätzen ist in Abb. 4.16 dargestellt. Da alle Versuche insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von *Mechtcherine 2000* und *Srinivasa Rao et al. 2008* zeigen, kann davon ausgegangen werden, dass ähnliche Ergebnisse für die Zugfestigkeit erzielt werden. Aus diesem Grund werden keine eigenen Untersuchungen durchgeführt.

4.3 Maßstabseffekt bei der uni- und biaxialen Zug- und Biegezugfestigkeit von UHPC

Die Biegezugfestigkeit von Betonbauteilen hängt von der Zugfestigkeit und der Bauteilhöhe ab. Mit steigender Bauteilhöhe sinkt die Biegezugfestigkeit und nähert sich der Zugfestigkeit an. Dieses Verhalten wird als Maßstabseffekt bezeichnet. Wird die Biegezugfestigkeit für Betonbauteile an Standardprüfkörpern mit definierter Höhe ermittelt, kann dieser Einfluss nicht berücksichtigt werden, obwohl er einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben kann. Dieser Einfluss ist bei bewehrten Bauteilen vernachlässigbar, da die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit bei der Berechnung der Tragfähigkeit nicht angesetzt wird. Während der Maßstabseffekt bereits theoretisch erforscht ist (Abs. 4.3.1) und normativ beachtet wird, fehlen Erkenntnisse bei Bauteilen mit einer Bauteilhöhe von wenigen Zentimetern.

4.3.1 Stand des Wissens

Der Einfluss der Bauteilgröße auf die mechanischen Kennwerte wird als Maßstabseffekt bezeichnet und ist eines der bekanntesten Phänomene der Werkstoffprüfung. Prinzipiell unterscheidet man zwischen statistischem und energetischem Maßstabseffekt (*Bazant u. Planas 1998*). Zu den statistischen Modelle gehören der bereits 1939 entwickelte Ansatz (*Weibull 1939*), der dem Konzept des schwächsten Kettengliedes folgt. Bei diesem Ansatz wird von statistisch verteilten Fehlstellen im Werkstoffvolumen ausgegangen. Vergrößert sich das Werkstoffvolumen, so steigt die Anzahl der Fehlstellen, woraus eine geringere Festigkeit resultiert. Eine ähnliche These beschreibt *Rossi et al. 1994*, der den Maßstabseffekt bei der Zugfestigkeit von Normalbeton untersucht. Ein weiterer Ansatz existiert von *Carpinteri 1995*. Dessen Modell geht von der maximalen Inhomogenität des Betons aus, die durch das Größtkorn charakterisiert wird. Wenn das Größtkorn im Verhältnis zur Bauteildicke sehr klein ist, verhält sich der Beton wie ein nahezu homogener Werkstoff. Ist die Bauteildicke jedoch sehr gering, verhält sich der Probekörper inhomogen und der Einfluss des Größtkorns steigt.

Die grundlegenden Modelle zum energetischen Maßstabseffekt, der im Vergleich zum statistischen Maßstabseffekt stärker ausgeprägt ist, sind im nachfolgenden erläutert. Das *Fictitious Crack Modell* nach *DAFStb Heft 444* erläutert den Maßstabseffekt bei der

Prüfung der Zug- und Biegezugfestigkeit. Wie in Abb. 4.17 dargestellt, verformt sich ein Bauteil, das durch eine uniaxiale Zugspannung beansprucht wird, nahezu linear-elastisch bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} . Infolge der Belastung entstehen über das gesamte Probekörpervolumen Mikrorisse (Zustand A). Mit ansteigender Zugbeanspruchung steigt die Mikrorissanzahl und es findet ein Lokalisierungsprozess statt bis die maximale Zugspannung übertragen wird (Zustand B). Anschließend tritt ein diskreter Riss auf und die Spannung fällt ab. Mit zunehmender Rissöffnung werden weiterhin Spannung über Rissverzahnung und kohäsive Kräfte übertragen bis der Riss vollständig geöffnet ist (Zustand C).

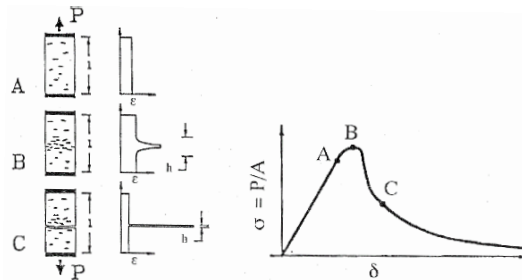


Abb. 4.17: Risslokalisierung und übertragbare Spannung (DAfStb Heft 444)

Das *Fictitious Crack Model* beruht auf der Annahme, dass kein Lokalisierungsprozess stattfindet, sondern schon zu Beginn ein fiktiver Riss im Querschnitt existiert. Nach Shi 2009 vereint der fiktive Riss alle Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen der Mikrorisse und des diskreten Risses. In Abb. 4.18 ist die Spannungsverteilung in der Rissprozesszone exemplarisch dargestellt.

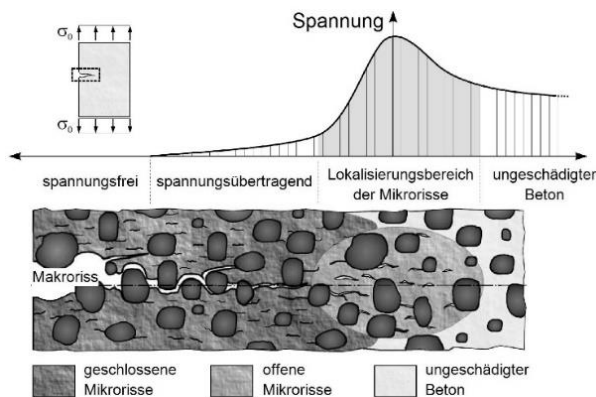


Abb. 4.18: Spannungsübertragung in der Rissprozesszone (Malárics 2011)

Um den Einfluss des fiktiven Risses auf den Maßstabseffekt zu verdeutlichen, ist in Abb. 4.19 die Spannungsverteilung zweier gerissener, auf Biegung beanspruchten Bauteile mit unterschiedlichen Höhen dargestellt. Unter der Annahme, dass der fiktive Riss jeweils die gleiche Länge aufweist und eine identische Größe hat, zeigt sich ein

größerer nicht-linearer, positiver Spannungsanteil bei der kleineren Bauteilhöhe. Daraus resultiert eine im Verhältnis höhere Biegetragfähigkeit.

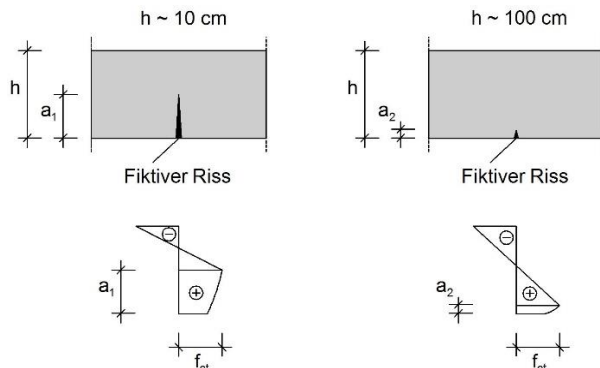


Abb. 4.19: Prinzip des Fictitious Crack Modells (DAfStb Heft 444)

Ein weiteres Modell zur Beschreibung des Maßstabseffekt basiert auf der freigesetzten Dehnungsenergie während des Risswachstums (Bažant 1992). Das Modell beruht auf der Annahme, dass in Nähe des Risses, sowie über die gesamte Querschnittsfläche, eine konstante Nennspannung σ_N vorhanden ist. Entsteht ein Riss, entlastet sich ein Feld um diesen und die in unmittelbarer Umgebung, im linear elastisch verformten Körper vorhandene Dehnungsenergie ist Null. Die Verteilung dieses Bereiches ist durch den weißen Flächenanteil in Abb. 4.20 dargestellt. Die zugehörige Steigung k beschreibt, welche Neigung dieser Bereich bis zur Risspitze aufweist und ist eine empirische Konstante, die material- und geometrieabhängig ist. Weiterhin gilt, dass das Verhältnis der Risslänge a_0 zur Höhe h konstant ist (Ožbolt 1995).

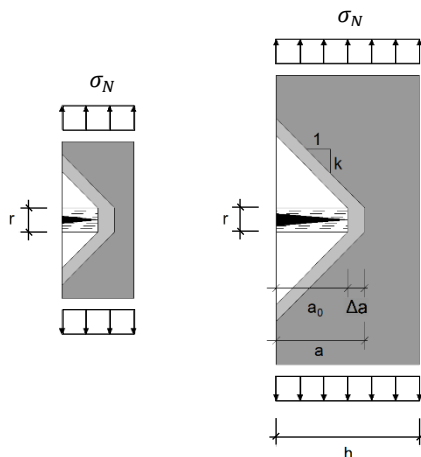


Abb. 4.20: Dehnungsenergie-Entlastungsbereiche (Bažant 1992)

Kommt es zu einer weiteren Belastung, nimmt das Risswachstum und, daraus resultierend, die Risslänge um Δa zu. Durch die Annahme, dass a_0/h konstant ist, resultiert bei gleicher Rissverlängerung und konstanter Nennspannung σ_N eine höhere freigesetzte Dehnungsenergie bei einer größeren Bauteilabmessung. Vereinfacht

kann zusammengefasst werden, dass die Rissprozesszone bei dünnen Bauteilen relativ groß und bei dicken Bauteilen relativ klein ist. Während der Maßstabseffekt bei der uniaxialen Zug- und Biegezugfestigkeitsprüfung für Normalbeton erforscht und normativ erfasst ist (*DIN EN 1992-1-1; fib 2010; DAfStb Heft 444*), fehlen Untersuchungsergebnisse für UHPC und geringe Bauteilhöhen mit $h \leq 50 \text{ mm}$.

Zum Einfluss des Maßstabseffektes auf die biaxiale Biegezug- und Zugfestigkeit existieren wenige Untersuchungen. Grundlegend wurde das Verhalten von Beton unter dem Einfluss einer zweiachsigen Beanspruchung, und demzufolge auch das biaxiale Zugtragverhalten, von *Kupfer 1973* erforscht. Im Ergebnis zeigt sich, dass diese in etwa der uniaxialen Zugfestigkeit entspricht. Aus diesem Grund wird auf eigene Untersuchungen verzichtet. Anders verhält es sich bei der biaxialen Biegezugfestigkeit von Normalbeton, die derzeit im Fokus von Forschungsarbeiten steht. Grund dafür sind die wenigen existierenden, unbewehrten Anwendungen, bei denen diese Materialeigenschaft zur Bemessung notwendig ist. Eine unbewehrte Bauweise wird beispielsweise bei Betonfahrbahnen, Einzelfundamenten und Stützmauern ausgeführt. Für die Prüfung der biaxialen Biegezugfestigkeit von Spritzbeton existiert eine Norm der American Society for Testing and Materials (*ASTM C1550*). Diese Prüfnorm orientiert sich an Vorgehensweise und Versuchsaufbauten der Prüfung von Keramik im Bereich der Zahnmedizin (*Zebuhr 2010; Eßer 2014*) und Naturstein (*Wittmann et al. 1983; Sattler 1992; Kabashi 2002*). Untersuchungen zum Maßstabseffekt bei der biaxialen Biegezugfestigkeit von Normalbeton werden von *Zi et al. 2014* durchgeführt. Gegenstand der Untersuchungen sind Prismen und Kreisscheiben mit Bauteildicken von 30, 48 und 75 mm. Im Vergleich zu Vier-Punkt-Biegeversuchen kann eine Festigkeitszunahme von bis zu 110 % festgestellt werden.

4.3.1.1 Grundlagen zur Ermittlung der Bruchspannungen

Die Spannungen werden unter der Annahme bestimmt, dass sich ein kontinuierlicher, eindeutiger Riss erst nach dem Erreichen der maximalen Belastung einstellt. Während die Berechnung der uniaxialen Biegezugspannung $f_{ct,fl,I}$ in Abs. 4.1.4.1 erläutert ist, wird die maximale Zugspannung $f_{ctm,I}$ der uniaxialen Zugversuche mit der Bruchkraft F_{max} , der Probekörperhöhe h und der -breite b nach der Balkentheorie wie folgt berechnet:

$$f_{ctm} = \frac{F_{max}}{b \times h} \quad (4.7)$$

Zur Berechnung der biaxialen Biegezugspannung $f_{ct,fl,II}$ kann eine von *Ban 1992* und *Higgs 2001* entwickelte Gleichung verwendet werden, die auf der elastischen Plattentheorie basiert:

$$f_{fct,fl,II} = \frac{3F_{max}(1+\nu)}{4\pi h^2} \left[1 + 2 \ln \frac{R}{r_e} + \frac{1-\nu}{1+\nu} \left(\frac{2R^2 - r_e^2}{2R_0^2} \right) \right] \quad (4.8)$$

mit

$$r_e = \sqrt{1,6r^2 + h^2} - 0,675h \quad (4.9)$$

Dabei ist r der Kugelradius der Lasteinleitung, R der Radius zwischen Lasteinleitung und Auflagerkugel und ν die Querdehnzahl.

4.3.2 Probekörper

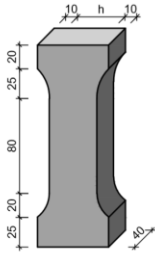
4.3.2.1 Material und Eigenschaften

Zur Herstellung der Probekörper wird hauptsächlich die Betonrezeptur MB5 aus Tab. 3.1 verwendet. Für die biaxiale Biegezugfestigkeit erfolgt eine Größtkornvariation durch die Verwendung der Rezepturen MB3 und MB8, um eine Übertragbarkeit der Annahmen aus dem Stand der Technik zu prüfen. Aufgrund der großen Versuchsanzahl muss in mehreren Chargen betoniert werden. Die Vergleichbarkeit wird anhand des Setzfließmaßes nach *DIN EN 12350-8* sichergestellt und während des Herstellungsprozesses verifiziert.

4.3.2.2 Geometrie, Herstellung und Lagerung

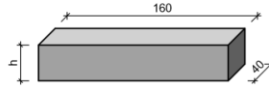
Für die Prüfung der uniaxialen Biegezugfestigkeit werden Probekörper in Anlehnung an DIN EN 196-1 hergestellt. Die Probekörper haben die Maße $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ mit variierender Bauteilhöhe h . Die Abmessungen orientieren sich an bestehenden Arbeiten (*Fehling 2005*) um eine Vergleichbarkeit zu ermöglichen. Die Geometrie der Zugversuche entspricht den Untersuchungen von *Mühlbauer 2012*. Dabei wird ebenfalls der Parameter h variiert. Alle Probekörper werden im Betonlabor der TU Kaiserslautern hergestellt. Als Schalmaterial der Zugprobekörper werden Polyoxymethylen und Holz verwendet. Das Schalmaterial für die Biegezugprismen besteht ausschließlich aus Holz (Abb. 4.21). Nach der Betonage werden die Probekörper benäßt und mit Folie abgedeckt. Nach einem Tag erfolgt das Ausschalen und eine anschließende, 28 Tage dauernde Trockenlagerung bis zur Durchführung der Versuche. Die Abmessungen der biaxialen Biegezugversuche variieren. Das Verhältnis von Bauteildicke zu Durchmesser beträgt zirka 1/10 und orientiert sich an *Zi et al. 2014*, *Wittmann et al. 1983* und *Sattler 1992*. Als Schalmaterial werden Kreisinge aus Stahl verwendet. Die Kreisscheiben und die dazugehörigen Prismen werden benäßt und einen Tag zugedeckt in der Schalung gelagert. Anschließend werden die Probekörper entformt und trockengelagert. Die Probekörper werden je Größtkornvariation gleichzeitig aus einer Mischung hergestellt. Das Alter der Probekörper beträgt zum Zeitpunkt der Prüfung zirka 170 Tage. Die Geometrie aller Probekörper ist in Abb. 4.21 dargestellt.

Zugfestigkeitsprüfkörper



Biegezugfestigkeitsprüfkörper

uniaxial



biaxial

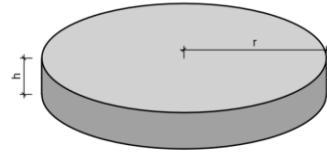


Abb. 4.21: Abmessungen der uni- und biaxialen Zug- und Biegezugversuche



Abb. 4.22: Probekörperherstellung, links: betonierte Biegezugpismen und Zugknochen; rechts: Betonage der Kreisscheiben

4.3.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Zur Untersuchung des Maßstabeffektes auf die Zug- und Biegezugfestigkeit wird das in Tab. 4.5 dargestellte Versuchsprogramm aufgestellt.

Das Ziel der folgenden Untersuchungen ist es, Erkenntnisse über den Einfluss des Maßstabeffektes auf die uni- und biaxiale Biegezug- und Zugfestigkeit zu gewinnen, um den Maßstabeffektes berücksichtigen zu können. Dabei wird die biaxiale Zugfestigkeit vernachlässigt, da der Literatur $f_{ctm,I} \approx f_{ctm,II}$ entnommen werden kann. Ziel ist es, realitätsnahe Bauteilwiderstände für die Bemessung unbewehrter Bauteile zu ermitteln. Weiterhin werden mit den Ergebnissen Umrechnungsfaktoren bestimmt, um die Berechnung aus Einzelprüfungen zu ermöglichen.

Die Zugversuche werden mit der Universalprüfmaschine Instron 8872 durchgeführt. Alle Versuche werden weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,3 mm/min gefahren. Als Lasteinleitung dienen Stahlteile, die mit kaltaushärtendem Zweikomponentenkleber (X60) am Probekörper angeklebt sind. Geklemmt wird mithilfe eingefetteter Stahlzylinder, die durch das Lochspiel eine zweiachsige, gelenkige Lagerung ermöglichen (Abb. 3).

Tab. 4.5: Versuchsprogramm zum Maßstabseffekt

Typ	Versuche				Versuchsanzahl je Betonmischung		
	Höhe	Länge	Radius	Auflager- abstand	MB3	MB5	MB8
	h [mm]	l [mm]	R ₀ [mm]	l _{eff} [mm]			
uniaxiale Zug- versuche	15						
	20						
	25						
	30	170	-	170	-	7	-
	35						
	40						
	45						
	50						
uniaxiale Biegezug- versuche	15			37,5			
	20			50			
	25			62,5			
	30	160	-	75	-	10	-
	35			87,5			
	40			100			
	45			112,5			
	50			125			
biaxiale Biegezug- versuche	20		160	140	5		5
	30		260	250	-		-
	40	-	350	340	5	5	5
	45		400	380	-		-
	55		500	480	5		5

Uniaxiale Biegezugversuche werden mit einer reinen Biegezugprüfmaschine des Typs ToniNorm 2060 durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt 50 N/s nach *DIN EN 196-1*. Der Auflagerabstand beträgt 100 mm bei den Standardprobekörpern mit den Maßen 160 x 40 x 40 mm³. Daraus resultiert ein Verhältnis der Bauteilhöhe zum Auflagerabstand von 0,4. Dieses Verhältnis wird bei geänderter Bauteilhöhe beibehalten (Abb. 4.23). Aufgrund der kleinen Auflagerabstände muss die Standardauflagerkonstruktion verändert werden.

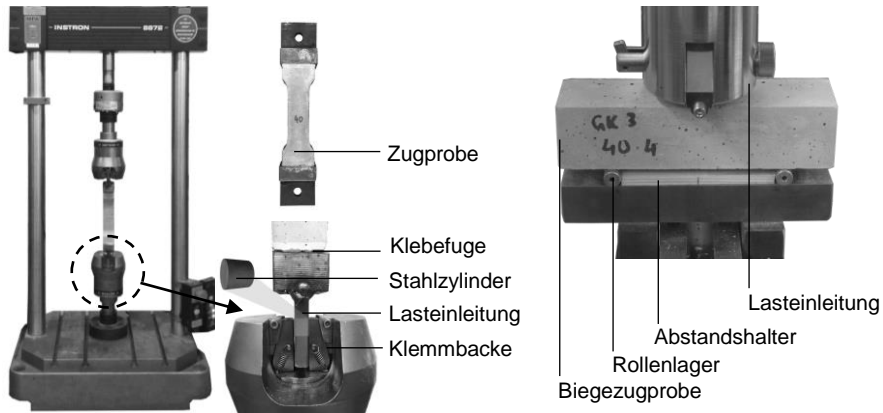


Abb. 4.23: Versuchsaufbau für uniaxiale; links: Zugversuche, rechts: Biegezugversuche

Da für die biaxiale Biegezugfestigkeit von Normalbeton eine Festigkeitssteigerung von bis zu 110 % ausgemacht werden kann, folgen eigene Untersuchungen an UHPC. Das Ziel ist ein Berechnungsmodell für den Maßstabseffekt in Abhängigkeit von unterschiedlichen Größtkorndurchmessern aufzustellen. Der Parameter der Gesteinsgröße wird variiert, um Aussagen über die Übertragbarkeit der Ergebnisse treffen zu können. Für die biaxialen Biegezugversuche stehen insgesamt drei verschiedene Versuchsaufbauten zur Verfügung, die von *Zi et al. 2014* ausführlich untersucht werden. Prinzipiell existieren zwei verschiedene Prüfmethode. Zum einen der *Ring on Ring-Test* und zum anderen der *Ball on Three Balls-Test*. Im *Ring on Ring-Test* wird der Probekörper auf einem Ring gelagert und auch mit einem Ring belastet. Bei dem „ball on three balls“ test wird das gleiche Prinzip mit Stahlkugeln verfolgt. Daneben existieren noch Kombinationen dieser Versuchsaufbauten sowie Abwandlungen mit einem Stempel anstatt einer Kugel zur Lastenleitung. Diese Kombinationen werden nicht für Beton verwendet. *Kim et al. 2013* untersucht die beiden grundlegenden Versuchsaufbauten und entwickelt einen eigenen Ansatz bei dem der Auflager- und Belastungsring horizontal verschiebbar auf einer Teflonelastomerschicht gelagert sind. Die Versuchsgeschwindigkeit beträgt 1 mm/min. Aufgrund der gleichmäßigeren Spannungsverteilung und der daraus resultierenden Berücksichtigung von zufällig verteilten Strukturdefekten scheint dieser Versuchsaufbau geeignet. So kann ein statistischer Maßstabseffekt (*Weibull 1939*) besser berücksichtigt werden. Jedoch zeigt dieser Versuchsaufbau Schwächen, da die Auflagerfläche groß ist und es so zu Spannungskonzentrationen auf Grund von Unebenheiten des Betons kommen kann.

Das führt zu einer größeren Streuung der Bruchspannungen und unterschiedlichen Bruchbildern bzw. Versagensarten (Kim et al. 2013). Der *Ball on Three Balls-Test* induziert Spannungsspitzen an den Auflagerpunkten, wodurch der Lokalisierungsprozess der Bruchflächen, ähnlich dem Drei-Punkt-Biegeversuch, begrenzt wird. Da UHPC ein, im Vergleich zu Normalbeton, sehr homogenes Materialgefüge aufweist (vgl. Abb. 4.1), ist nur ein geringer Einfluss auf die Ergebnisse zu erwarten. Weiterhin ist der Versuchsaufbau unkompliziert an unterschiedliche Auflagerabstände anzupassen (s. Abb. 4.24 rechts). Durch die Kugellagerung ist der Probekörper ebenfalls in horizontaler Richtung verschieblich gelagert. Für die eigenen Untersuchungen wird der *Ball on Three Balls-Test* in Anlehnung an ASTM C1550 durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4.24 dargestellt. Zur Versuchsdurchführung wird eine Toni Biegezugprüfmaschine verwendet. Die Prüfgeschwindigkeit beträgt 0,5 mm/min bis zum Bruch. Während der Prüfung wird die Verformung der Kreisscheibe mit zwei gegenüberliegenden induktiven Wegaufnehmern mit einer Messlänge von 10 mm dokumentiert. Das Verhältnis von Bauteilhöhe zu -radius ist konstant und beträgt zirka $r/h = 0,12$. Als Auflager und Lasteinleitung werden Stahlkugeln mit einem Radius $r = 5$ mm verwendet.

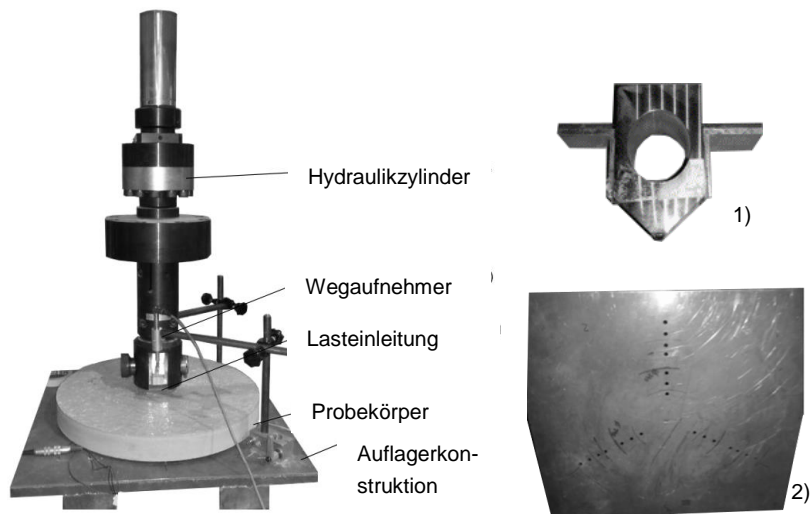


Abb. 4.24: Versuchsaufbau für biaxiale Biegezugversuche; links: Gesamtaufbau; rechts: 1) Details der Lasteinleitung und 2) Auflagerkonstruktion mit variabel konfigurierbaren Auflagerabständen

4.3.4 Ergebnisse und Diskussion

4.3.4.1 Ergebnisse

In Abb. 4.25 sind die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargestellt. Alle Ergebnisse sowie geometrische Angaben der Probekörper sind in Anhang C aufgeführt. Jede einzelne graue Markierung stellt einen Messwert der Bruchspannung dar, die schwarzen einen Mittelwert der Ergebnisse. Die dargestellten Regressionsgraden kennzeichnen den Verlauf der Versuchsergebnisse. Dazu werden alle Messwerte einer Versuchsserie verwendet. Das Diagramm zeigt einen Anstieg der

Bruchspannungen mit abnehmender Bauteilhöhe sowohl für die uniaxiale Zug- als auch für die uni- und biaxiale Biegezugfestigkeit. Der Anstieg der Regressionsgraden ist bei beiden Biegezugfestigkeitsversuchsreihen nahezu identisch. Die Differenz zwischen dem Anstieg beider Regressionsgraden kann mit den dazugehörigen Geradengleichungen ermittelt werden und beträgt 3,4 %. Aus den Ergebnissen der uniaxialen Zugfestigkeit resultiert eine Regressionsgerade mit einem deutlich geringeren Anstieg.

Die einzelnen Ergebnisse der *uniaxialen Zugfestigkeit* zeigen mit abnehmender Bauteilhöhe eine zunehmende Streuung. Insgesamt korrelieren die Ergebnisse nahezu ideal mit der dargestellten linearen Regressionsgeraden. Das zeigt sich durch das Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,98$. Für die Versuchsreihe $h = 50$ mm können aufgrund eines technischen Defekts des Datenloggers keine Ergebnisse angegeben werden. Bei der Versuchsreihe $h = 15$ mm ist ein deutlicher Anstieg der Streuung zu erkennen.

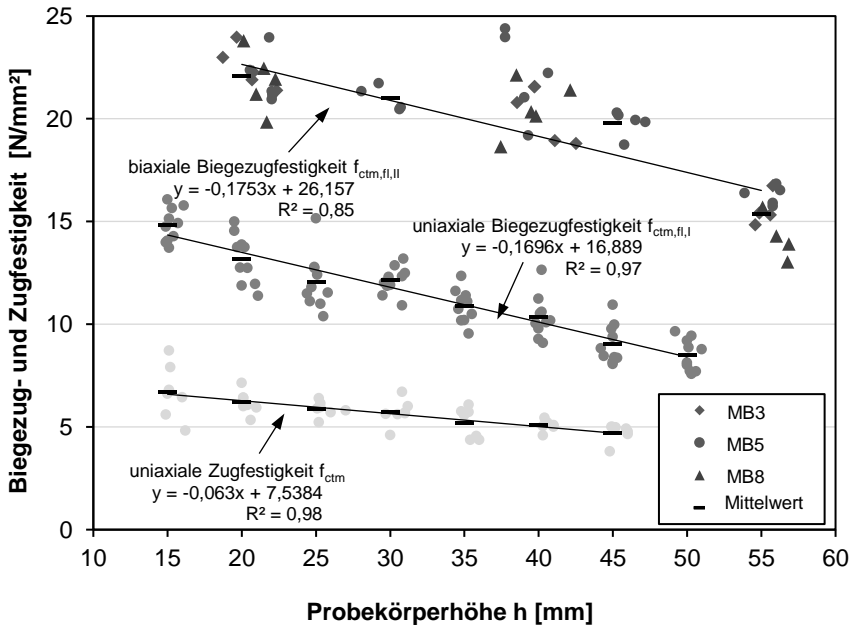


Abb. 4.25: Einfluss der Probekörperhöhe auf die Zug- und Biegezugfestigkeiten

Für die *uniaxiale Biegezugfestigkeit* zeigt sich eine nahezu identische Korrelation der Versuchsergebnisse bei linearer Regression. Die Versuchsreihe $h = 25$ mm zeigt jedoch vergleichsweise niedrigere Bruchspannungen.

Bei der Versuchsdurchführung der *biaxialen Biegezugversuche* kommt es bei der Versuchsreihe der Probekörperhöhe $h = 40$ mm zu Randabplatzungen an den Auflagern aufgrund eines zu gering gewählten Randabstandes zum Bauteilrand. Die Versuche können nicht bis zum Bruch durchgeführt werden. Aus diesem Grund wird der Auflagerabstand l_{eff} für alle Versuche von 340 mm auf 250 mm reduziert. Hier

zeigen sich tendenziell höhere Biegezugfestigkeiten, weshalb diese Versuchsreihe nicht in der Auswertung mittels linearer Regression berücksichtigt wird.

Grundlage der dargestellten Regressionsgraden sind alle Messwerte der biaxialen Biegezugversuche. Das ist möglich, da kein eindeutiger Einfluss des variierenden Größtkorndurchmessers erkennbar ist. Ausschließlich die Betonmischung MB8 zeigt im Vergleich insgesamt geringfügig niedrigere Festigkeiten bei einer höheren Streuung. Die Ergebnisse von MB5 und MB3 kongruieren.

4.3.5 Diskussion und Schlussfolgerung

Alle versuchsübergreifenden Versuchsreihen zeigen eine deutliche Maßstabsabhängigkeit die sowohl auf energetische als auch statistische Maßstabseffekte zurückgeführt werden können. So scheint der Einfluss des energetischen Maßstabseffekts groß für die Biegezugversuche, der durch den deutlichen Anstieg der Regressionsgraden gekennzeichnet ist. Es fällt auf, dass sich der Maßstabseffekt für die uni- und biaxialen Biegezugfestigkeit nahezu identisch entwickelt. Sie unterscheiden sich lediglich im globalen Festigkeitsniveau. Die etwas niedrigeren Bruchfestigkeiten bei der Mischung MB8 sind auf ein im Vergleich inhomogeneres Betongefüge zurückzuführen. Dieser Effekt ist bei den UHPC Mischungen MB3 und MB5 nicht zu erkennen (Abb. 4.25).

Bei den Zugversuchen ist der Maßstabseffekt vergleichsweise gering ausgeprägt. Es liegt die Vermutung nahe, dass die geringe Zunahme der Zugfestigkeit besonders auf den statistischen Maßstabseffekt nach *Weibull 1939* und *Rossi et al. 1994* zurückgeführt werden kann. Das bedeutet, dass sich die Anzahl von statistisch verteilten Fehlstellen mit abnehmendem Probekörpervolumen reduziert, woraus eine geringe Festigkeitszunahme resultiert. Die Streuung bei der $h = 15$ mm ist auf das kleine Verhältnis von Bauteilhöhe zu Größtkorndurchmesser zurückzuführen (*Rossi et al. 1994*). Da die Zugfestigkeit kompliziert zu prüfen ist, bietet sich das plausibilisieren der Ergebnisse mit der Versuchsserie der oberflächennahen Haftzugfestigkeit an (Abs. 4.1.4.2). Die ermittelten Bruchspannungen liegen auf ähnlichem Niveau.

Die linearen Regressionsgraden zeigen, dass sich die uniaxiale Biegezugfestigkeit der Zugfestigkeit annähert, bis diese eine ähnliche Bruchspannung annimmt (*DAfStb Heft 444*). Das kann ebenfalls für die biaxiale Biegezug- und Zugfestigkeit prognostiziert werden. Die geringfügig höheren biaxialen Biegezugfestigkeiten bei der Versuchsreihe $h = 40$ mm sind auf ein geringeres, belastetes Probekörpervolumen (veränderter Auflagerabstand) zurückzuführen, wodurch der Einfluss des statistischen Maßstabseffekts reduziert wird und höhere Festigkeiten ermittelt werden.

4.3.5.1 Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen zur uniaxialen Festigkeit

In Tab. 4.6 werden bestehende Berechnungsansätze zur Charakterisierung des Verhältnisses zwischen Biegezugfestigkeit und Zugfestigkeit gezeigt. Diese Berechnungsansätze sind gültig für Hochfeste- und bzw. oder Normalbetone für Bauteildicken ab 50 mm. Um die Anwendbarkeit dieser Berechnungsansätze zu prüfen werden diese über ihren tatsächlichen Gültigkeitsbereich, für Bauteildicken zwischen

50 mm und 15 mm sowie UHPC analysiert. Anschließend werden sie mit den eigenen Versuchsergebnissen in Abb. 4.26 verglichen.

Tab. 4.6: Übersicht bestehender Berechnungsansätze zur Umrechnung zwischen $f_{ctm,fl,l}$ und f_{ctm}

	DIN EN 1992-1-1	fib 1990	DAfStb Heft 444
Beton	Normalbeton und HPC	Normalbeton	Normalbeton
Bauteilhöhe	-	$h > 50\text{ mm}$	$h > 50\text{ mm}$
Gleichung	$f_{ctm,fl,l} = (1,6 - \frac{h}{1000}) \times f_{ctm}$	$f_{ctm} = f_{ctm,fl,l} \times \frac{1,5 \times (\frac{h_b}{h_0})^{0,7}}{1 + 1,5 \times (\frac{h_b}{h_0})^{0,7}}$ mit: $h = h_b, h_0 = 100\text{ mm}$	Gleichung analog fib 2010, Faktor 2,0 anstatt 1,5

Das Diagramm in Abb. 4.26 zeigt das Verhältnis zwischen uniaxialer Biegezug- zu Zugfestigkeit über die Bauteilhöhe. Es wird eine Übereinstimmung der experimentellen Ergebnisse mit dem Berechnungsansatz nach *DAfStb Heft 444* für Bauteildicken von 35 - 45 mm ersichtlich. Dadurch wird gleichzeitig die Übertragbarkeit der eigenen Versuchsergebnisse auf Normalbeton sowie HPC plausibilisiert. Nach *DAfStb Heft 444* sollte das Verhältnis von Zug- zu Biegezugfestigkeit nicht-linear verlaufen. Die Versuchsergebnisse zeigen dagegen einen nahezu konstanten, linearen Zusammenhang zwischen Biegezug- und Zugfestigkeit ab einer Bauteilhöhe von $h \leq 35\text{ mm}$. Der geringfügige Anstieg entspricht in etwa der Prognose der *DIN EN 1992-1-1*, jedoch unterschätzt dieser das Verhältnis deutlich. Die Gleichung des *fib 1990* liegt auf der unsicheren Seite.

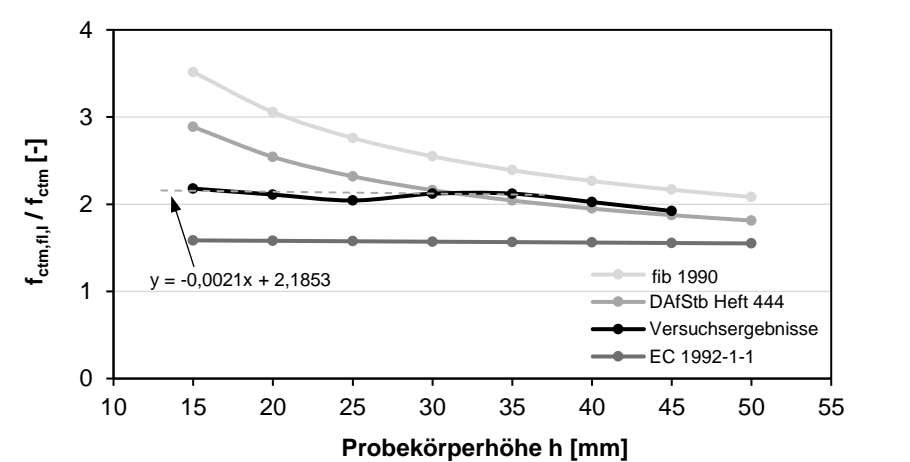


Abb. 4.26: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungsansätzen nach *DAfStb Heft 444*, *DIN EN 1992-1-1* und *fib 1990*

Aus den Ergebnissen kann geschlussfolgert werden, dass für Bauteildicken $h > 35 \text{ mm}$ der Berechnungsansatz nach *DAfStb Heft 444* gute Ergebnisse liefert. Der Ansatz ist geeignet, um das Verhältnis zwischen Biegezugfestigkeit und Zugfestigkeit von Ultrahochleistungs-, Hochleistungs- und Normalbeton, unabhängig vom Größtkorndurchmesser, zu beschreiben:

für $h > 35 \text{ mm}$:

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctm,fl}} = \frac{2,0 \times \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2,0 \times \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}} \quad (4.10)$$

Für filigrane Bauteile mit einer Bauteildicke $h \leq 35 \text{ mm}$ wird eine andere Beziehung hergeleitet. Das Verhältnis ist, im Gegensatz zur Prognose der vorherigen Gleichung, nahezu konstant. Anhand der Ergebnisse in Abb. 4.26 kann folgende konstante Beziehung formuliert werden:

für $h \leq 35 \text{ mm}$ und $h_{min} = 3 \times \text{Größtkorndurchmesser}$:

$$\frac{f_{ctm}}{f_{ctm,fl,l}} = \frac{1}{2,1} \quad (4.11)$$

Diese Gleichung ist gültig für die Berechnung von Normal-, Hochleistungs- und Ultrahochleistungsbeton und ist abhängig vom Größtkorn. Obwohl die Gültigkeit für Bauteildicken $h < 15 \text{ mm}$ nicht nachgewiesen wird, liegt die Vermutung nahe, dass der vorgestellte Ansatz trotzdem anwendbar ist, beziehungsweise sich auf der sicheren Seite befindet und lediglich einen eventuelle Zunahme des Biegezug- / Zugfestigkeitsverhältnis vernachlässigt. Als Randbedingung muss eingehalten sein, dass die minimale Bauteildicke den dreifachen Größtkorndurchmesser nicht unterschreitet. Andernfalls kann der statistische Maßstabseffekt nach *Rossi et al. 1994* einen maßgebenden Einfluss haben.

4.3.5.2 Berechnungsansatz und Vergleich mit vorhandenen Modellen zur uni- und biaxialen Festigkeit

In Abb. 4.27 ist das Verhältnis zwischen uni- und biaxialer Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteilhöhe dargestellt. Für die Nachrechnung werden die linearen Gleichungen aus Abb. 4.25 verwendet. Es zeigt sich ein polynomischer Verlauf der Regression mit einer sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse.

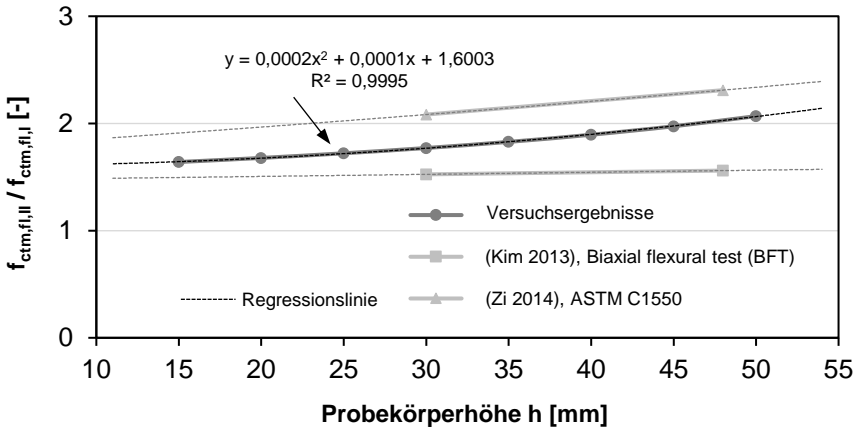


Abb. 4.27: Berechnungsergebnisse zum Verhältnis zwischen uni- und biaxialer Biegezugfestigkeit

Anhand des dargestellten polynomischen Regressionsverlaufs wird nachfolgend ein empirisches Berechnungsmodell abgeleitet. Dazu wird die Funktion zu folgender Gleichung (mit $x = h$) umgeformt:

für $h \leq 55 \text{ mm}$:

$$\frac{f_{ct,fl,II}}{f_{ct,fl,I}} = 2 \times 10^{-4} \left(h^2 + \frac{h}{2} \right) + 1,6 \quad (4.12)$$

Die Gleichung ist gültig für UHPC mit einem Größtkorndurchmesser bis 8 mm und bis zu einer Bauteildicke von $h = 55 \text{ mm}$. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Gleichung einen größeren Gültigkeitsbereich besitzt.

Das Diagramm verdeutlicht eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von *Zi et al. 2014* und damit die generelle Übertragbarkeit auf andere Betonrezepturen. Die Ergebnisse nach *ASTM C1550* zeigen im Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen einen ähnlichen Verlauf, während der von *Kim et al. 2013* entwickelte Versuch ein nahezu konstantes Verhältnis zwischen bi- und uniaxialer Biegezugfestigkeit ergibt. Im Vergleich wird deutlich, dass die Versuche von *Zi et al. 2014* nach *ASTM C1550* zu einem ca. 15% höherem Verhältnis der Biegezugfestigkeit führen. Das ist vermutlich auf den Einfluss des statistischen Maßstabeffektes zurückzuführen. *Zi et al. 2014* verwendet zur Ermittlung der uniaxialen Biegezugfestigkeit einen Vier-Punkt-Biegeversuch, dadurch ergibt sich ein größeres Verhältnis zwischen biaxialer zu uniaxialer Biegezugfestigkeit. Der Vier-Punkt-Biegeversuch liefert aufgrund des größeren maximalbelasteten Querschnitts in der Feldmitte niedrigere Biegezugfestigkeiten. Dieses Phänomen wird durch den von *Zi et al. 2014* verwendeten Normalbeton begünstigt, da dieser durch eine größere Inhomogenität über mehr Störstellen im Betongefüge verfügt.

In Kombination der *Vier-Punkt-Biegeversuche* mit dem von *Kim et al. 2013* entwickelten BFT-Test zeigt sich ein niedrigeres Verhältnis, da durch die größere Auflagerfläche im biaxialen Biegezugversuch mehr Querschnittsvolumen maximal

belastet ist und die ermittelten Festigkeiten tendenziell niedriger sind. Dabei kann jedoch nicht klar zwischen einem statistischen Maßstabseffekt oder eventuellen Einflüsse aus dem verwendeten Versuchsaufbau differenziert werden (vgl. Abs. 4.3.3).

Prinzipiell kann geschlussfolgert werden, dass sowohl die eigenen Versuchsergebnisse als auch die Ergebnisse nach dem *Biaxial Flexure Test* konsistent sind. So verfolgen beide Prüfkonzeppte, im Gegensatz zum Vorgehen nach ASTM C1550, eine gleichbleibende Prüfphilosophie. Welche Beziehung letztendlich verwendet wird, hängt von der tatsächlichen Belastungssituation ab sowie dem verwendeten Beton. Für Normalbeton empfiehlt es sich, das Verhältnis nach dem *Biaxial Flexure Test* aufgrund der größeren Inhomogenität zu verwenden. Für UHPC scheint das eigene Prüfkonzeppt besser geeignet, da der Einfluss des statistischen Maßstabseffektes nach *Weibull 1939* auf die Ergebnisse vergleichsweise gering ist und negative Einflüsse aus dem Versuchsaufbau, durch die Prüfung mit geringen Auflager- und Lasteinleitungspunkten, reduziert werden.

4.3.5.3 Berechnungsansatz zum Maßstabseffekt der uni- und biaxialen Festigkeit

Derzeit existiert kein Berechnungsmodell, mit dem die uni- oder biaxiale Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteildicke berechnet werden kann. Die Ergebnisse in Abb. 4.25 zeigen eine Zunahme der Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe von über 40 %, die in der Bemessung berücksichtigt werden können. Grundlage der nachfolgenden Gleichungen sind Versuche an Referenzproben mit einer Bauteilhöhe von $h = 40 \text{ mm}$, angelehnt an *DIN EN 196-1*. Zur Berücksichtigung der Probekörperhöhe werden die beiden Maßstabsfaktoren $k_{f_{ct,fl,I}}$ und $k_{f_{ct,fl,II}}$ eingeführt, die die Maßstabsabhängigkeit in Kombination mit der ermittelten Referenzbiegezugfestigkeit berücksichtigen. Die nachfolgenden empirischen Berechnungsansätze werden anhand der Gleichungen der Regressionsgeraden in Abb. 4.25 abgeleitet.

Zur Berechnung der uniaxialen Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl,I}$ kann folgende Gleichung angegeben werden:

für $h [\text{mm}] \leq 55 \text{ mm}$:

$$k_{f_{ct,fl,I}} = -17 \times 10^{-3}h + 1,68 \quad (4.13)$$

$$f_{ct,fl,I} = k_{f_{ct,fl,I}} \times f_{ct,fl,I,k} \quad (4.14)$$

Für die Berechnung der biaxialen Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl,II}$ lautet der Berechnungsansatz:

für $h [\text{mm}] \leq 55 \text{ mm}$:

$$k_{f_{ct,fl,II}} = -9,2 \times 10^{-3}h + 1,37 \quad (4.15)$$

$$f_{ct,fl,II} = k_{f_{ct,fl,II}} \times f_{ct,fl,II,k} \quad (4.16)$$

Die Ermittlung der uniaxialen Referenzbiegezugfestigkeit $f_{ct,fl,I,h} = 40 \text{ mm}$ erfolgt nach *DIN EN 196-1*. Für die biaxiale Referenzbiegezugfestigkeit $f_{ct,fl,II,h} = 40 \text{ mm}$ wird auf *ASTM C1550* verwiesen. Die zu verwendenden Probekörperabmaße für eine Bauteildicke von $h = 40 \text{ mm}$ können Abs. 4.3.3 entnommen werden.

Zur Beschreibung des Maßstabeffektes auf die zentrische Zugfestigkeit wird kein Berechnungsansatz benötigt. Diese kann mit der in Abs. 4.3.5.1 hergeleiteten Beziehung ermittelt werden.

4.4 Einfluss der Gesteinsart und Größe auf die Materialeigenschaften von UHPC

Ziel der Untersuchungen ist es, den Einfluss unterschiedlicher Gesteinsarten sowie Größtkorndurchmesser auf die Materialeigenschaften von UHPC zu untersuchen. Dabei werden w/z-Wert und UHPC-Zusammensetzung nicht variiert. Es soll gezeigt werden, wie sich maßgebende Betoneigenschaften durch die Wahl des Gesteins steuern lassen. Besonders für unbewehrte Fassadenplatten ist die genaue Kenntnis der mechanischen Eigenschaften sowie des Schwind- und Temperatúrausdehnungsverhaltens unerlässlich. So kann durch die Wahl eines geeigneten Gesteins die Biegezug- oder Zugfestigkeit gesteigert werden. Weiterhin werden durch die Gesteinswahl das Schwinden und die Temperatúrausdehnung beeinflusst.

4.4.1 Stand des Wissen

4.4.1.1 Schwinden

Schwinden ist eine lastunabhängige, nichtthermische Verformung des Betons. Die Schwindverformungen resultieren aus der Überlagerung von physikalischer und chemischer Prozesse im Zementstein. Zur Beschreibung der physikalisch bedingten Verformung existiert eine Reihe von Modellen. Dazu gehören das Bangham-Schwinden (*Bangham 1930*), das Modell der kapillaren Zugspannungen (*Balogh 1996; Beltzung 2005; Fontana 2006; Schäffel 2009*), die Spaltdrucktheorie bzw. Münchener Modell (*DAfStb Heft 290; Ferraris 1987; Derjaguin et al. 1987; DAfStb Heft 290; Wittmann u. Trausch 1999; Čuraev 2000; Schäffel 2009*) und das Modell des Feststoff-Porenwassersystems des Zementgels bzw. SLGS Modell (*Setzer 2008; Schäffel 2009*). Chemisch bedingte Verformungen hängen von Zementart, Zementgehalt sowie Zusatzstoffen und Zusatzmitteln ab, wohingegen physikalisch bedingte Verformungen vom Porensystem abhängig sind, dass vorwiegend durch den w/z-Wert bestimmt wird (*Thienel u. Kustermann 2011*). Darüber hinaus besitzt die verwendete Gesteinskörnung einen großen Einfluss auf das Schwindverhalten des Betons, obwohl diese nicht aktiv schwindet. Durch die aussteifende Wirkung der Gesteinskörnung wird eine Reduzierung des Schwindmaßes hervorgerufen, das proportional zum Zementanteil ist (*Wörmann 2004*). Je höher das E-Modul des Gesteins, desto höher ist die aussteifende Wirkung (*Wörmann 2004; Thienel 2008b*). Schwindverformungen von Beton können nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach Ursache der Veränderung des Wasserhaushalts in folgende Arten eingeteilt werden: plastisches

Schwinden, Trocknungsschwinden, autogenes bzw. chemisches Schwinden und Carbonatisierungsschwinden (Grube 1991).

Das *plastische Schwinden* – auch Früh- oder Kapillarschwinden – bezeichnet äußere Verformungen des Frischbetons in Folge von Wasserverlust über die Betonoberfläche (Grube 2003; Thienel u. Kustermann 2011). Das entzogene Wasser stammt aus dem Kapillarporensystem, da sich nach dem Ende des Verdichtens die Körner in der Suspension absetzen und sich das Wasser an der Oberfläche anreichert.

Durch das *Trocknungsschwinden* kommt es zu einer lastunabhängigen Verkürzung infolge einer Feuchtigkeitsabgabe aus dem Kapillarporensystem des Festbetons durch Diffusion. Der Prozess ist abgeschlossen, wenn die Bauteilfeuchtigkeit im Gleichgewicht mit der relativen Luftfeuchtigkeit der Umgebung steht. Sowohl das Früh- als auch Trocknungsschwinden sind für UHPC vernachlässigbar, da dieser einen sehr geringen w/z-Wert und demzufolge Kapillarporen aufweisen (Thienel u. Kustermann 2011; Fehling et al. 2003). Beide Schwindarten sind die einzigen, die durch eine geeignete Nachbehandlung reduziert oder sogar vermieden werden können.

Durch die Hydratation von Zementklinker entsteht Calciumhydroxid. Das Hydroxid reagiert in oberflächennahen Bereichen mit dem im Porenwassers gebundenen Kohlendioxid und der Atmosphäre, spaltet Wasser ab und bildet Calciumcarbonat (Schäffel 2009). Dieser Vorgang ist bekannt als Carbonatisierung und verändert die Porenstruktur des Zementsteins durch das Freisetzen und Verdampfen von molekular gebundenem Wasser. Dadurch wird das *Carbonatisierungsschwinden* ausgelöst (Grube 1991; Stark u. Wicht 2013), das bei UHPC von keiner Bedeutung ist (Grube 1991; Thienel u. Kustermann 2011).

Das *autogene Schwinden* resultiert aus der Reaktion von Wasser und Zement zu Hydratphasen. Diese Verbindungen verursachen das Erstarren des Betons und verfügen über eingebundenes Wasser, das eine größere Dichte als das freie Wasser aufweist. Das bedeutet, dass die Summe der Ausgangsvolumina von Wasser und Zement größer als das Volumen der daraus gebildeten Hydratphasen ist (Fontana 2006; Schäffel 2009). Diese Volumenänderung bezeichnet man als *chemisches Schwinden*. Die Hydratation klingt erst ab, wenn kein Wasser mehr zur Verfügung steht oder die reaktionsfähigen Zementbestandteile verbraucht sind (Grube 2003). Mit sinkendem Wassergehalt sinkt der Porenraum immer mehr Wasser entzogen, woraus eine innere Selbsttrocknung resultiert (Beckhaus 2002). Bei einem konstanten Bindemittelgehalt nimmt das chemische Schwinden zu, wenn der Wassergehalt sinkt (König 2001). Daher weisen hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone mit geringem w/z-Wert und hohem Zementgehalt ein im Vergleich zu Normalbeton hohes autogenes Endschwindmaß auf (Schäffel 2009; Fehling et al. 2003). Das tritt auch ohne einen Wasserverlust nach außen und bei konstanter Temperatur auf. Infolge der inneren Selbsttrocknung kann es zu einer Mikrorissbildung im Betongefüge kommen, da die Steifigkeit des erhärtenden Zementsteins zunimmt und sich gleichzeitig das Volumen des Zementsteins infolge Hydratation verringert (Volkwein 1993; Jensen u. Hansen 1996; Tazawa 1999; Schießl et al. 2000). Zudem beschleunigt ein sinkender w/z-Wert in den ersten Stunden nach Wasserzugabe die Zementhydratation. Dadurch wird die Selbsttrocknung von UHPC zu Beginn beschleunigt. Jedoch klingt die Reaktion schnell ab und die Hydratation wird

nachfolgend gehemmt (Fontana 2006). In Abb. 4.28 ist der Zusammenhang zwischen chemischem und autogenem Schwinden grafisch dargestellt.

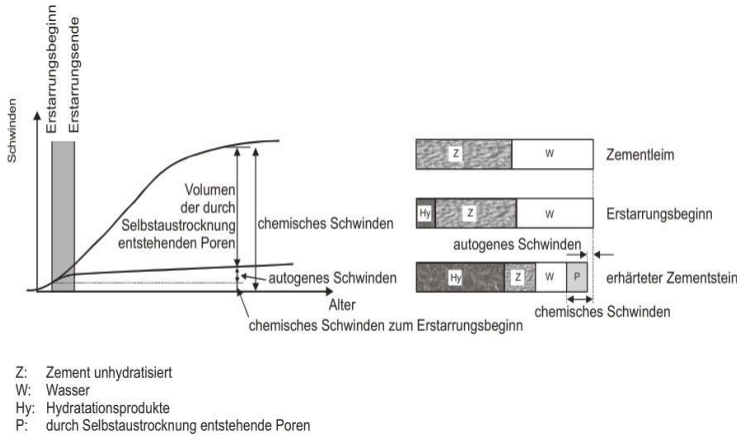


Abb. 4.28: Zusammenhang zwischen chemischem und autogenem Schwinden (Schäffel 2009)

Aus der Abb. 4.28 kann abgeleitet werden, dass das autogene und das chemische Schwinden zunächst parallel verlaufen. Mit zunehmender Steifigkeit wird den Schwindverformungen ein Widerstand entgegengesetzt, der Spannungen im Betongefüge hervorrufen kann. Ab diesem Zeitpunkt wird das Schwinden als autogenes Schwinden bezeichnet. Das chemische Schwinden ist die maßgebende Schwindverformung bei UHPC. Diese Verformung wird durch die Gesteinskörnung im Beton behindert. Das ist von der Gesteinsart und dem Größtkorn abhängig (Beckhaus 2002). Diese Behinderung führt zu inneren Zwangsspannungen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, wodurch Zwangsrisse im Bauteil auftreten können. Infolge erster Schäden in der Praxis setzte ab Anfang der 1990er Jahre eine starke Forschungsaktivität zu diesem Thema ein (Fontana 2006). Maßgebenden Einfluss auf das chemische Schwinden haben der Zementgehalt, Wassergehalt, Gesteinsanteil, -größe, -oberfläche sowie deren Wassergehalt, das Gesteins E-Modul und die Verwendung von Schwindreduzierer (engl. Shrinkage Reducing Admixture - SRA). Letztere bestehen aus organischen, wasserlöslichen und hygroskopischen Substanzen (Schäffel et al. 2007). Die schwindreduzierende Wirkung organischer Zusatzmittel beruht auf der Verringerung der Oberflächenspannung der Porenlösung (Schäffel et al. 2007; Sato et al. 1983). Es ist belegt, dass die Spannung bis zu 54% reduziert wird (Bentz 2001; Ohama et al. 1985; Sato et al. 1983; Sugiyama et al. 1998; Ai u. Young 1997). Das reduziert den Kapillarporendruck im Zementgefüge. Besonders das autogene Schwinden, das bei ultrahochfesten Betonen eine große Relevanz besitzt, kann um bis zu 40% gesenkt werden. Das Optimum der SRA Zugabemenge liegt bei 2 bis 4 M.-% des Zementgehaltes (Schäffel et al. 2007).

Besonders hochmodulige Gesteine wie Basalt, Quarz, Dolomit oder Granit verfügen über einen hohen E-Modul und stellen eine Verformungsbehinderung im Beton dar, wodurch das Schwinden reduziert wird (Thienel 2008a; Thienel u. Kustermann 2011). Durch eine hohe Wasseraufnahme des Gesteins kann eine innere Nachbehandlung des UHPC's erfolgen und das autogene Schwinden wird reduziert (Lura 2003). Dafür

eignen sich besonders poröse Gesteine, die wie superabsorbierende Polymere (SAP) wirken (Weber 1996; Jensen u. Hansen 2001; Reinhardt 2002). Detaillierte Ergebnisse zum Einfluss des Gesteins auf das Schwindverhalten von UHPC sind nicht bekannt.

Fehling et al. 2008 untersucht das Früh- und autogene Schwinden von UHPC. Die Untersuchungsparameter sind der w/z-Wert, der Silikaanteil, das Fließmittel und der C₃A-Gehalt im Zement. Während das Fließmittel keinen Einfluss hat, nimmt das Schwinden sowohl mit einem sinkenden w/z-Wert als auch steigendem Silika- sowie C₃A-Gehalt zu. Untersuchungen von Xia et al. 2016 konzentrieren sich ebenfalls auf die Auswirkungen des w/z- bzw. Wasserbindemittelwertes und kommen prinzipiell zu einem identischen Ergebnis. Zusätzlich wird festgestellt, dass für w/z-Werte unter 0,18 keine Änderung des Schwindverhaltens auftritt. Fehling et al. 2008 untersucht den Einfluss einer Versiegelung sowie der Probekörpergeometrie. Im Ergebnis zeigen die Untersuchungsparameter keine Auswirkung. Die Auswirkung von SRA wird von Kim et al. 2012 untersucht. Er vergleicht je eine Mischung mit und ohne SRA bei konstanten w/z-Wert sowie identischen Mischungsverhältnissen. Die Schwindverformungen werden durch die Verwendung von SRA bis zur Hälfte reduziert. Im Sachstandsbericht des DAfStb Heft 561 zu UHPC sind Forschungsergebnisse zur Reduktion der Schwindverformungen infolge eines grobkörnigen Gesteins angegeben.

Für die Vorhersage und Berechnung von autogenen Schwindverformungen von HPC existieren Berechnungsmodelle. Diese sind in fib 2010 und DIN EN 1992-1-1 aufgeführt und unterscheiden sich kaum. Der Unterschied besteht darin, dass der fib 2010 den Einfluss des Zements berücksichtigt. Ein Berechnungsmodell zur Ermittlung der Schwindverformung von UHPC wird von Xia et al. 2016 angegeben. Dieses berücksichtigt einen Stahlfasergehalt und den w/z-Wert und ist auch für UHPC ohne Fasern gültig. Das Modell ist eine Weiterentwicklung des Ansatzes nach Loukili et al. 1998, das Einzug in die französische Richtlinie für faserbewehrten UHPC gefunden hat (Toutlemonde 2011).

4.4.1.2 Temperatureausdehnung

Beton ist ein Verbundwerkstoff und besteht aus Bestandteilen mit unterschiedlichen Temperatureausdehnungskoeffizienten. Sowohl Zementstein als auch Gesteinskörnung nehmen bei Temperatur ihr zugeordnetes Volumen an, solange es nicht durch innere oder äußere Kräfte behindert wird. Im Idealfall – der ungehinderten Verformbarkeit – lässt sich die Temperatureausdehnung eines Stoffgemenges nach Dettling 1961 berechnen. Durch den Verbund der einzelnen Betonbestandteile untereinander können sich die Bestandteile nicht frei verformen, wodurch alle Bestandteile eine mittlere Temperatureausdehnung annehmen. Dadurch entstehen Gefügespannungen, die nicht-linear mit steigender Temperatur zunehmen und von der Dehnung, dem E-Modul und der Querdehnzahl der einzelnen Bestandteile abhängen. Partiiell wird Zwangsspannung infolge der Dehnungsdifferenz über Kriechverformungen abgebaut (Dettling 1961). Aus diesem Grund entspricht die Temperatureausdehnung von Beton nicht der Summe der einzelnen Bestandteile.

Die Temperatureausdehnung von Beton resultiert aus der Überlagerung von thermischer und mechanisch induzierter Dehnung infolge Gefügespannungen und wird als wahre Temperatureausdehnung α_{TW} bezeichnet. Grundsätzlich wird zwischen

scheinbarer und wahrer Temperatúrausdehnung unterschieden (Abb. 4.29). Die scheinbare Temperatúrausdehnung wird am Zementstein erforscht (Meyers 1935; Meyers 1940; Powers u. Brownyard 1947; Meyers 1950). Diese resultiert aus Quellen und Schrumpfen als Folge der Wasseraufnahme und -abgabe der Gel- und Kapillarporen. Für die scheinbare Temperatúrausdehnung ist bewegliches, physikalisch gebundenes Wasser, kolloidale, quellungsfähige Gelsubstanzen und ein Kapillarsystem erforderlich (Dettling 1961). Sie resultiert aus der Raumänderung quellfähiger Bestandteile und der mechanischen Komprimierung und Dehnung des Stoffgerüsts von Beton. Der Betrag der scheinbaren Temperatúrausdehnung steht in direkter Beziehung zur Menge quellfähiger Substanzen und der Größe kapillarer Kräfte. Daher ist die scheinbare Temperatúrausdehnung von Beton, der auf Massenkonzanz getrocknet wird und somit kein physikalisch gebundenes Wasser enthält gleich null. Das gilt auch für vollständig wassergesättigten Beton, da keine Feuchtebewegung zwischen Kapillarporen und quellfähigen Bestandteilen möglich ist. Dieses Verhalten kann von Dettling 1961 an reinem Zementstein nachgewiesen werden.

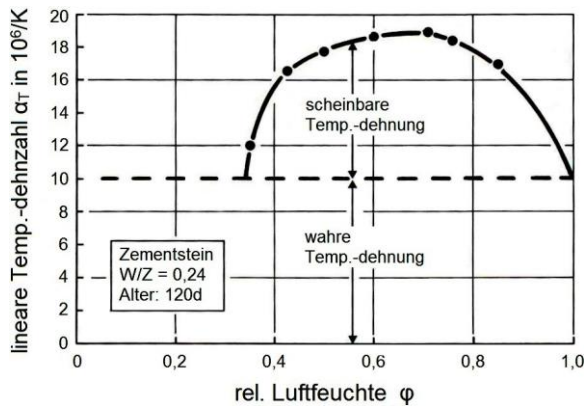


Abb. 4.29: Einfluss des Feuchtegehalts auf die Temperatúrausdehnung von Zementstein nach Meyers 1950

Die Temperatúrausdehnung verläuft bei Beton immer nicht-linear. Das resultiert aus den anisotropen Materialeigenschaften der Gesteinskörnung sowie des Zementsteins. Die Gesteinskörnung ist wie der Zementstein ein Verbundmaterial und besteht aus vielen verschiedenen Mineralen mit unterschiedlichen Eigenschaften. Das verursacht nicht-lineare Gefügespannungen innerhalb der Gesteinskörnung und des Zementsteins. Die Temperatúrausdehnung von Beton wird maßgebend durch die mineralische Beschaffenheit des verwendeten Gesteins beeinflusst, obwohl der Gesteinskörnungsanteil im Vergleich zum Zementstein, insbesondere bei UHPC, gering ist (Plannerer 1998). Dabei nähert sich die Temperatúrausdehnung der des Zementsteins oder der Gesteinskörnung an und ist abhängig vom jeweiligen Volumenanteil (Dettling 1961). Einen weiteren Einfluss hat die Korngröße der Gesteinskörnung. Bei gleichen Volumenanteil des Gesteins nehmen die Gefügespannungen mit kleiner werdender Korngröße ab. Dadurch zeigt der Beton eine größere Temperatúrausdehnung (DAfStb Heft 337). Weiterhin beeinflusst die Zementart die Temperatúrausdehnung. Der Einfluss ist bei UHPC stärker ausgeprägt, da hochfeste Zementsteine eine bis zu 30% höhere Temperaturdehnzahl aufweisen.

Das resultiert aus der größeren Mahlfeinheit. *Bonnell 1950, Budelmann 1987 und Thienel 2008a* untersuchen den Einfluss von Feuchtigkeit auf die Temperatúrausdehnung. Mit dem Ergebnis, dass die Temperatúrausdehnung von Beton zwischen 0 und 60-70% relativer Feuchte zunimmt und dann wieder abfällt. Die Dehnung bei 0% und 100% relativer Feuchte ist nahezu identisch. Durch die Trocknung der Probekörper auf Massekonstanz kann der Einfluss der scheinbaren Temperatúrausdehnung nahezu ausgeschlossen werden.

Aufgrund der Feuchtigkeitsabhängigkeit der Temperatúrausdehnung hat eine zyklische Erwärmung einen Einfluss auf die Messergebnisse. *DAfStb Heft 360 und Budelmann 1987* untersuchen diesen Einfluss. Anhand der Ergebnisse von *DAfStb Heft 360* zeigt sich, dass die Temperatúrausdehnung im Temperaturbereich von 20 °C - 110 °C mit zunehmender Zyklusanzahl sinkt, da der Beton physikalisch gebundenes Wasser aus den Kapillarporen abgibt (*DAfStb Heft 360; DAfStb Heft 437*). Die größte Temperatúrausdehnung wird im ersten Zyklus gemessen, die danach abfällt und sich anschließend nur gering verändert, bis er nach zirka 4 Zyklen konstant verläuft. Ein Einfluss der Gesteinskörnung wird ausgeschlossen.

4.4.1.3 Mechanische Eigenschaften

Aufgrund des dichten Mikrogefüges von UHPC verfügt er bei gleicher Gesteinskörnung über eine höhere Steifigkeit im Vergleich zu Normal- oder Hochleistungsbeton. Der E-Modul liegt in der Regel zwischen 43.000 bis 55.000 N/mm². Durch sehr steife, künstliche Gesteine können E-Moduln bis zu 80.000 N/mm² erreicht werden. Die mechanischen Eigenschaften von UHPC hängen maßgebend vom verwendeten Gestein ab. Aufgrund des guten Gesteinskörnungs-Matrix-Verbundes und der hohen Zementsteifigkeit von UHPC verläuft die Bruchfläche durch das Gestein (*Leutbecher 2009*). Aus diesem Grund werden für UHPC in der Regel gebrochene Gesteine mit hohen mechanischen Eigenschaften verwendet. Diese verfügen über eine größere Oberfläche, wodurch der Gestein-Matrix-Verbund verbessert wird. Ein Auszug der für die Herstellung von UHPC geeigneten Gesteinskörnungen ist in Tab. 4.7 dargestellt.

Tab. 4.7: Mechanische Eigenschaften von verschiedenen Gesteinskörnungen (*Stein 2000*)

Gesteinskörnung	Druckfestigkeit [N/f²]	Biegezugfestigkeit [N/mm²]	E-Modul [·N/mm²]
Granit, Syenit	160 – 240	10 - 20	38 – 76
Gabbro	170 – 300	10 - 22	112 - 125
Basaltlava	80 – 150	8 – 12	58 - 103
Diabas	180 - 250	15 - 25	78 - 115
Quarzit, Grauwacke	150 - 300	12 – 20	74 - 77
Kalk- und Dolomitstein	80 – 180	6 – 15	40 - 92

4.4.2 Probekörper

4.4.2.1 Material und Eigenschaften

Die Probekörper werden mit den Betonmischungen der Sieblinien 1/3, 2/5 und 5/8 mm hergestellt. Die exakte Zusammensetzung kann Tab. 3.1 entnommen werden. Die Vergleichbarkeit sowie ein konstanter w/z-Wert werden anhand des Setzfließmaßes nach *DIN EN 12350-8* sichergestellt. Die einzelnen Betonmischungen unterscheiden sich maßgeblich in der verwendeten Sieblinie sowie Gesteinsart. Als Gesteine werden ausschließlich für UHPC geeignete, gebrochene Gesteine mit hohen mechanischen Eigenschaften verwendet. Im Nachfolgenden sind die unterschiedlichen Gesteine dargestellt (Abb. 4.30).

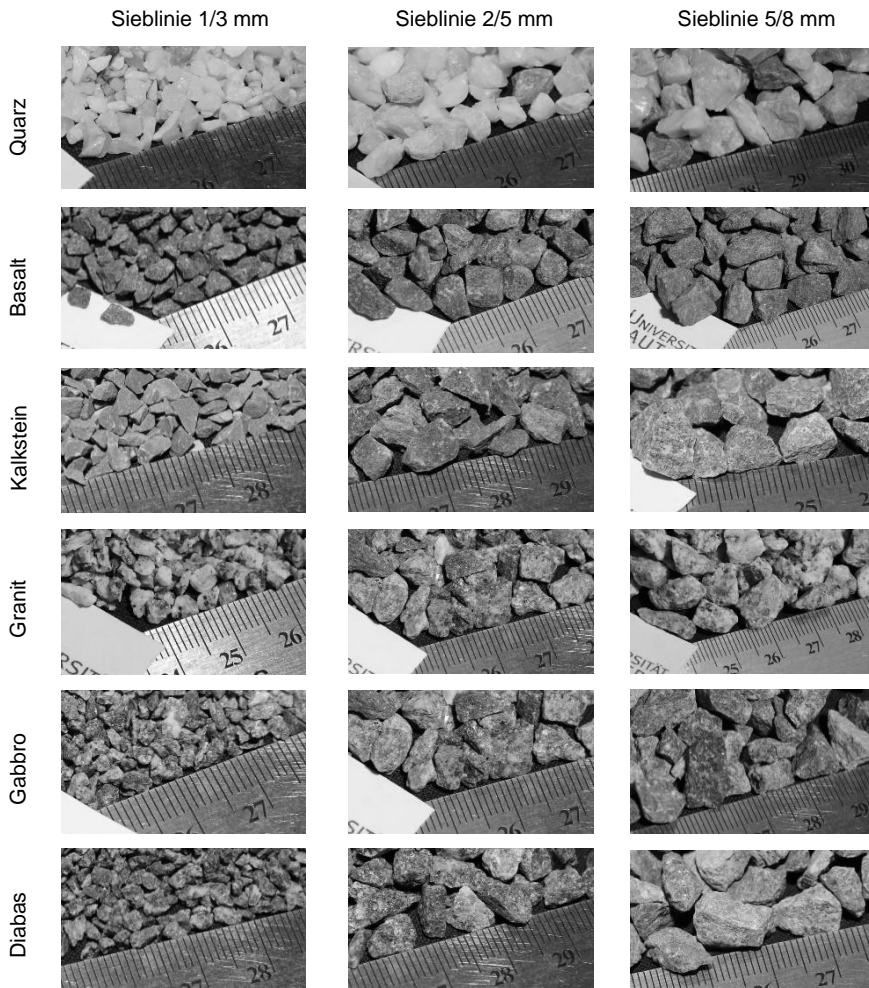


Abb. 4.30: Verwendete Gesteine und Sieblinien

Um die in Tab. 3.1 angegebenen Betonmischungen zu erstellen, wird die Rohdichte ermittelt. Das erfolgt über Pyknometerversuche nach *DIN EN 1097-6*, mit denen die

Wasseraufnahme ermittelt wird. Das Gestein wird für 24 Stunden wassergesättigt, anschließend getrocknet und die Massendifferenz ermittelt (Abb. 4.31)



Abb. 4.31: Bestimmung der Rohdichte und Wasseraufnahme der Gesteine; links: Pyknometer im temperierten Wasserbad; rechts: Ermittlung des Trockengewichtes

In der nachfolgenden Abb. 4.32 sind die Ergebnisse der Pyknometerversuche dargestellt. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass mit zunehmender Gesteinsoberfläche die Wasseraufnahme steigt. Lediglich Kalkstein zeigt für die Sieblinie 5/8 ein abweichendes Ergebnis. Im Vergleich der einzelnen Sieblinien zeigt sich, dass der Kalkstein der Sieblinie 5/8 mm eine andere Oberfläche aufweist. Eventuell wurde vom Hersteller Material aus einer anderen Abbaustätte zur Verfügung gestellt und die petrographische Beschaffenheit ist verschieden.

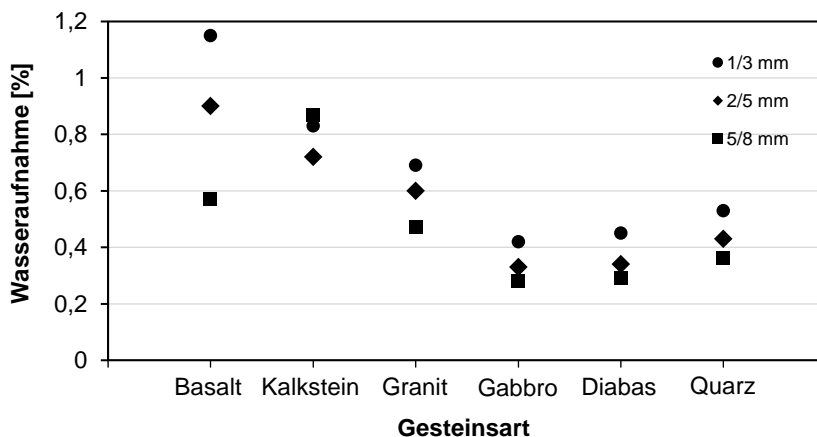


Abb. 4.32: Ergebnisse der Wasseraufnahme mittels Pyknometerversuche nach *DIN EN 1097-6* für verschiedene Gesteine und Sieblinien

4.4.2.2 Geometrie, Herstellung und Lagerung

Die Probekörpergeometrie zur Durchführung der Schwindversuche orientiert sich an Untersuchungen von *Fontana 2006*; *Fehling et al. 2008* und *Schmidt et al. 2012* sowie an der *DIN EN 12808-4*. Die prismatischen Probekörper mit 160 mm x 160 mm x 40 mm haben eine geringe Bauteildicke. Dadurch kann ein geometrischer Einfluss ausgeschlossen werden, da infolge der kleinen Abmessungen die

Temperaturentwicklung während der Zementhydratation geringgehalten wird. Die Probekörper werden im Versuchsstand zur Schwindmessung hergestellt. Dieser besteht aus einer Schalung mit integrierter Messtechnik zur Durchführung der Schwindversuche bis 130 Stunden. Danach werden die Probekörper ausgebaut und für die Messung des Temperaturexpansionskoeffizienten verwendet. Abschließend erfolgt die Prüfung der Biegezug- und Druckfestigkeit nach *DIN EN 196-1*. Zur Ermittlung des E-Moduls werden Betonzylinder nach *DIN EN 12390-13* hergestellt und anschließend im Spaltzugversuch nach *DIN EN 12390-6* die zentrische Zugfestigkeit abgeleitet. Die Lagerung der Probekörper erfolgt bei Raumtemperatur. Um die Konformität aller Mischungen sicherzustellen, wird bei jeder Betonage das Setzfließmaß mit einem Kegelstumpf nach *DIN EN 12350-8* ermittelt (Abb. 4.33).



Abb. 4.33: Bestimmung des Setzfließmaßes von UHPC; links: gefüllter Kegelstumpf; rechts: Ausbreitkegel

In der nachfolgenden Tab. 4.8 sind die Messungen des Setzfließmaßes zusammengefasst. Das Setzfließmaß erlaubt Rückschlüsse auf den w/z-Gehalt und dient zur anschließenden Interpretation der Schwindergebnisse.

Tab. 4.8: Ergebnisse der Prüfung des Setzfließmaßes in [mm]

Gesteinsart	1/3 mm	2/5 mm	5/8mm
Gabbro	250,0	242,5	252,5
Diabas	252,5	245,0	250,0
Quarz	252,5	252,5	255,0
Granit	247,5	255,0	250,0
Kalkstein	247,5	255,0	250,0
Basalt	250,0	250,0	252,5

4.4.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

4.4.3.1 Versuchsprogramm

Für die Untersuchungen werden insgesamt sechs verschiedene, gebrochene Gesteinsarten gewählt, die alle über hohe Festigkeiten verfügen und eine Eignung für UHPC aufweisen. Weiterhin werden drei unterschiedliche Sieblinien verwendet. Der maximale Größtkorndurchmesser beträgt 8 mm. Das ist die maximale Abmessung für filigrane Bauteile $h < 50 \text{ mm}$ (vgl. Abs. 4.3) und orientiert sich an den

Randbedingungen des Bindemittelherstellers. Um den Einfluss von Schwindreduzierer zu untersuchen, wird die Standardmischung MB5 in zwei Versuchsserien mit jeweils 4 kg/m³ und 8 kg/m³ Schwindreduzierer hergestellt. Diese Untersuchungsparameter führen zu dem in Tab. 4.9 aufgeführten Versuchsprogramm.

Tab. 4.9: Versuchsprogramm zur Untersuchung des Einflusses des Gesteins auf die Materialeigenschaften von UHPC

Bez.	autogenes Schwinden	Temp.- dehnung	E-Modul	Biegezug- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Druck- festigkeit
MQ5 50 % SRA ¹	3	-	-	3	-	-
MQ5 100 % SRA ²						
MQ3	3	3	3	3	3	3
MQ5						
MQ8						
MB3						
MB5						
MB8						
MD3						
MD5						
MD8						
MGA3						
MGA5						
MGA8						
MGR3						
MGR5						
MGR8						
MK3						
MK5						
MK8						

¹Standardmischung MB5 mit 4 kg/m³ Eclipse® Floor Schwindreduzierer (Fa Grace)

²Standardmischung MB5 mit 8 kg/m³ Eclipse® Floor Schwindreduzierer (Fa Grace)

4.4.3.2 Schwindversuche

Zunächst werden die Schwindmessungen durchgeführt. Da bei UHPC die maßgebenden autogenen Schwindverformungen innerhalb der ersten 24 Stunden auftreten, wird ein spezieller Versuchsaufbau entwickelt, der aus einer Schalung mit integrierter Messtechnik besteht. Dieser orientiert sich an den Untersuchungen von *Fontana 2006; Fehling et al. 2008 und Schmidt et al. 2012*. Grundlage des entwickelten Versuchsstands ist eine Stahl-Trägerplatte auf der eine eigens angefertigte prismatische Schalung montiert ist. Die Seitenteile bestehen aus Stahl und die Stirnseiten aus PVC. Diese werden von Messzapfen durchdrungen, an denen Wegaufnehmer magnetisch befestigt sind (Abb. 4.34).

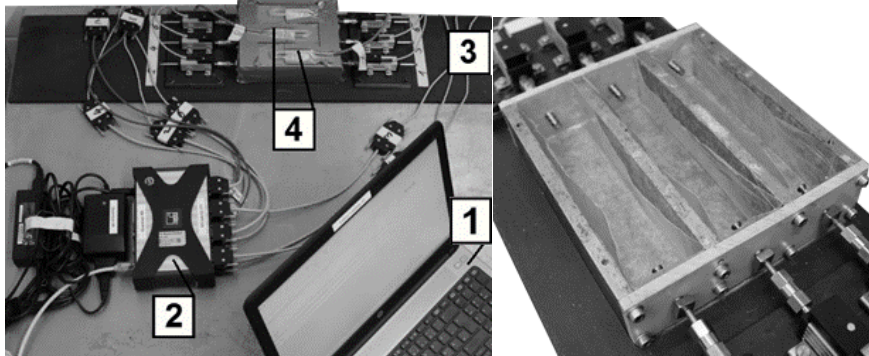


Abb. 4.34: Versuchsaufbau zur Messung der autogenen Schwindverformungen von Prismen mit 160 mm x 160 mm x 40 mm; links: gesamter Aufbau mit Messrechner (1), -verstärker (2), Versuchsstand (3) und Probekörper (4); rechts: Detail zum Anschluss der Wegaufnehmer und Trennschicht

Damit sich die Probekörper zwangsfrei Verformen können, ist die Schalung mit einer Teflonfolie beklebt. Eine zusätzliche Trennschicht bildet eine Kunststoffolie. Um die Probekörper zu versiegeln, wird eine Plexiglasscheibe aufgeschraubt und die Stoßkanten diffusionsdicht abgeklebt. Die Versuche werden in einem klimatisierten Raum bei $\approx 22\text{ °C}$ durchgeführt. Zunächst wird der UHPC angemischt und die Konsistenz durch die Ermittlung des Setzfließmaßes überprüft. Anschließend wird der UHPC in die Schalung eingebracht und die Verformungsmessung mit 0,1 Hz gestartet. Der Messzeitraum beträgt 130 Stunden, da die autogenen Verformungen zu diesem Zeitpunkt größtenteils abgeschlossen sind (*Fontana 2006*). Neben den in Tab. 3.1 aufgeführten Betonmischungen wird zusätzlich der Einfluss von Schwindreduzierer untersucht (Tab. 4.9).

4.4.3.3 Temperatúrausdehnungsversuche

Die Versuche zur Ermittlung der Temperatúrausdehnung orientieren sich an *DIN EN 1770* und werden in einer Klimakammer und einem Trockenofen durchgeführt. Für die Temperierung der Proben zwischen -20 °C bis 20 °C wird die Klimakammer verwendet. Für den Temperaturbereich von 20 °C bis 100 °C kommen die Proben in einen Trockenofen. Damit die Probekörper von allen Seiten temperiert werden, ist ein entsprechender Abstand untereinander einzuhalten. Um sicherzustellen, dass das

gesamte Probekörpervolumen auf die jeweilige Solltemperatur temperiert ist, wird ein Referenzprisma mit einem zentrisch einbetonierten Temperaturfühler verwendet. In Abb. 4.35 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Die Messung der Temperatúrausdehnung der Proben erfolgt über einen Messrahmen mit integrierter Messuhr.

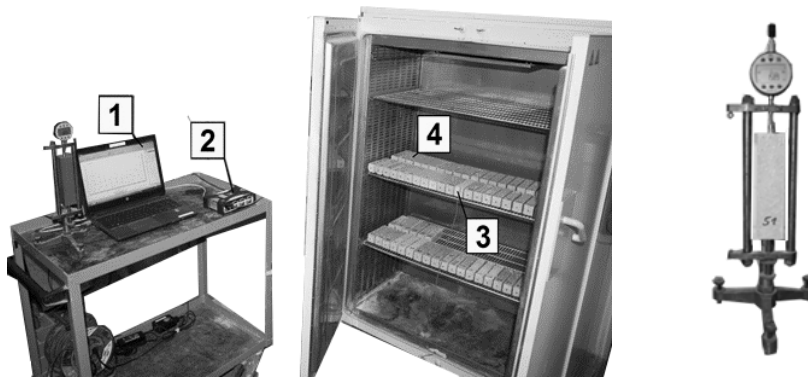


Abb. 4.35: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Temperatúrausdehnung; links: Temperierung mit Messrechner (1), -verstärker (2), Referenzprisma (3) und Trockenofen (4); rechts: Messung der Längenänderung am Prisma mit 160 mm x 160 mm x 40 mm

Die Probekörper werden bei Raumtemperatur gelagert und die Referenzlänge bestimmt. Anschließend erfolgt die Abkühlung in der Klimakammer auf -20 °C und 0 °C . Dann kommen die Probekörper für die Erwärmung auf 40 °C , 60 °C , 80 °C und 100 °C in den Trockenofen. Bei jeder Temperaturstufe erfolgt eine erneute Längenmessung. Um die wahre Dehnung von der scheinbaren Dehnung separieren zu können, erfolgt ein zweiter Durchlauf. Dazu werden die Proben für 24 Stunden bei 105 °C getrocknet, damit das physikalisch gebundene Wasser aus den Kapillarporen entweicht. Anschließend wird die Versuchsdurchführung wiederholt.

4.4.3.4 Versuche zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften

Für die Untersuchung der mechanischen Eigenschaften werden prismatische und zylindrische Probekörper verwendet. Die Prismen dienen zur Ermittlung der Biegezug- und Druckfestigkeit nach *DIN EN 196-1*. An den Zylinder wird das E-Modul in Anlehnung an *DIN 1048-5* und anschließend die Spaltzugfestigkeit nach *DIN EN 12390-6* an den noch intakten Probekörpern ermittelt. In Abb. 4.36 sind die Prüfkörper der zerstörenden Prüfungen im Versuch dargestellt. Die Versuche werden mit genormten Prüfmaschinen bis zum Bruch nach *DIN EN 196-1*, *DIN 1048-5* und *DIN EN 12390-6* belastet. Alle Ergebnisse sind in Tab. 3.3 zusammengefasst.

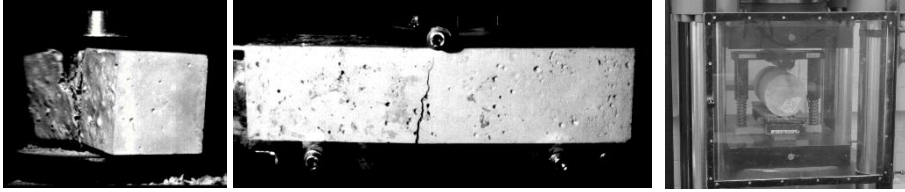


Abb. 4.36: Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera, links: Prüfung der Druckfestigkeit; mitte: Prüfung der Biegezugfestigkeit; rechts: Prüfung der Spaltzugfestigkeit

4.4.4 Ergebnisse

4.4.4.1 Schwinden

In Abb. 4.37 sind die Ergebnisse der Schwindmessungen dargestellt. Die bei 0 mm beginnenden Zeit-Verformungsverläufe zeigen die gesamten autogenen Schwindverformungen. Bei darüber dargestellten Verläufen dient der Erstarrungszeitpunkt als Nullniveau der Verformungen. Dieser wird anhand der Verformungsgeschwindigkeit exakt ermittelt (Fontana 2006). So können die für die Bemessung maßgebenden spannungsinduzierten Verformungen besser von den plastischen Verformungen separiert werden. Im Nachfolgenden sind einige Ergebnisse der eigenen Schwinduntersuchungen dargestellt. Alle Ergebnisse können dem Anhang D entnommen werden.

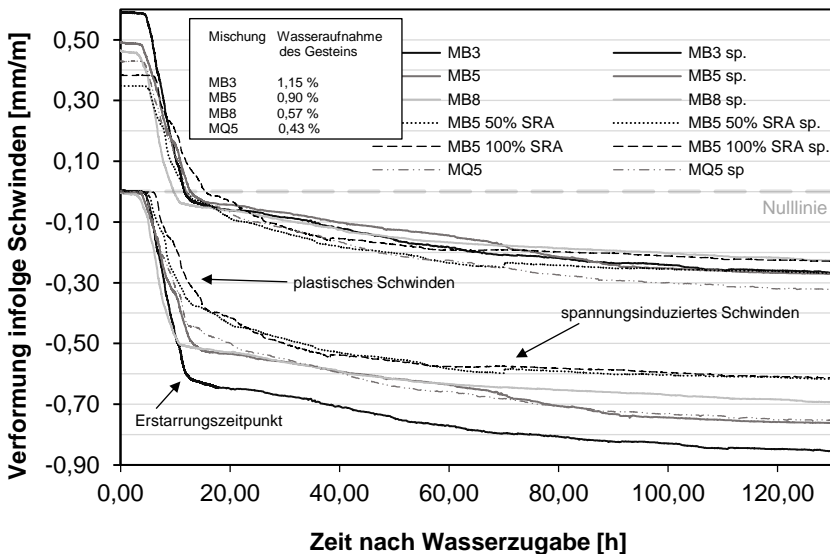


Abb. 4.37: Exemplarische Ergebnisse der durchgeführten Schwindversuche zur Untersuchung des Einflusses der Sieblinie sowie von SRA

Die Ergebnisse in Abb. 4.37 zeigen, dass die gesamten Schwindverformungen durch die Größe des Größtkorns beeinflusst werden. Mit größer werdendem Größtkorn

nehmen die Verformungen ab. Durch die Zugabe von SRA werden die Verformungen um bis zu 20% verringert, unabhängig von der verwendeten Zugabemenge. Eine ähnliche Differenz ist bei den spannungsinduzierten Schwindanteilen zu beobachten, die insgesamt jedoch gering variieren. Der maßgebende Einfluss aus Größtkorn und SRA zeigt sich bei den plastischen Verformungen. Die Zugabe von 100% SRA (8 kg/m^3) bewirkt mit dem Gestein 5/8 mm die geringsten spannungsinduzierten Verformungen. Durch die Zugabe von SRA tritt ein verzögerter Erstarrungszeitpunkt bei ca. 16 Stunden nach Wasserzugabe auf. Die Mischung MB8 verfügt über Basaltgestein mit der geringsten Wasseraufnahme und den frühesten Erstarrungszeitpunkt von ca. 10 Stunden. Im Vergleich mit der Mischung MQ5 zeigt sich eine Korrelation der gesamten Schwindverformungen mit den Ergebnissen der Mischung MB5. Der Anteil des spannungsinduzierten Schwindens ist bei MQ5 am größten.

4.4.4.2 Temperatúrausdehnung

Nach *DIBt 1995* unterliegen Vorsatzschalen von mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln einer Temperaturbeanspruchung von -20°C bis 65°C . Für Betonwerksteinfassaden werden jedoch bis zu 80°C angenommen (*Stein 2000*). Es ist davon auszugehen, dass durch die neuen Möglichkeiten der Betoneinfärbung bei bestimmten Farb- und Oberflächenkombinationen, wie bei einer rauen, schwarzen Fassadenoberfläche, Temperaturen von bis zu 100°C auftreten können. Aus diesem Grund sind in der nachfolgenden Abb. 4.38 die Ergebnisse der ermittelten Temperatúrausdehnungskoeffizienten nur für die relevanten Temperaturbereiche 20°C bis 60°C , -20°C bis 80°C und -20°C bis 100°C dargestellt. Diese werden anhand der Messergebnisse nach *DIN EN 1770* berechnet. Die gesamten Messergebnisse, die für andere Anwendungen relevant sein können, sind in Anhang E aufgeführt.

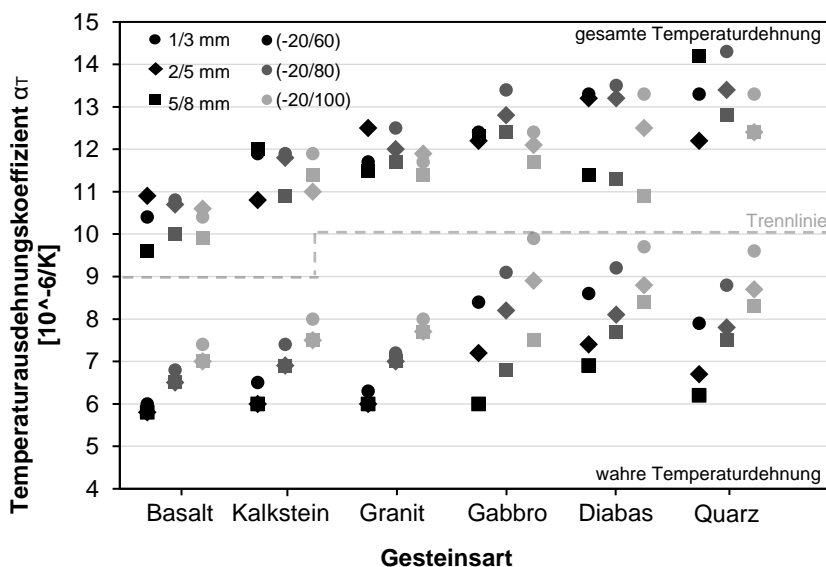


Abb. 4.38: Gesamte und wahre Temperatúrausdehnungskoeffizienten für die zur Fassadenbemessung relevanten Temperaturbereiche (Zementgehalt ca. 630 kg/m^3)

Das Diagramm in Abb. 4.38 zeigt einen deutlichen Unterschied zwischen der gesamten und der wahren Temperatúrausdehnung. Weiterhin zeigt sich ein Einfluss der Gesteinsart und der verwendeten Sieblinie sowie des betrachteten Temperaturbereichs.

4.4.4.3 Mechanische Eigenschaften

In Abb. 4.39 sind die Ergebnisse der Untersuchung der mechanischen Eigenschaften gezeigt. Damit der Einfluss des Größtkorndurchmessers untersucht werden kann, sind alle Ergebnisse normiert und als Mittelwerte dargestellt. Die Bezugsgröße ist das jeweilige Ergebnis der untersuchten Gesteinsart mit der Sieblinie 5/8 mm. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen zeigen, dass das Gestein einen maßgebenden Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften hat. So kann beispielsweise die Biegezugfestigkeit durch die Verwendung von Kalkstein um bis zu ca. 50%, im Vergleich zu Basalt, gesteigert werden. Diese Ergebnisse sowie die Streuung der einzelnen Versuchsserien beträgt maximal 8 %, mit Ausnahme der Spaltzugfestigkeit und sind in Anhang F aufgeführt.

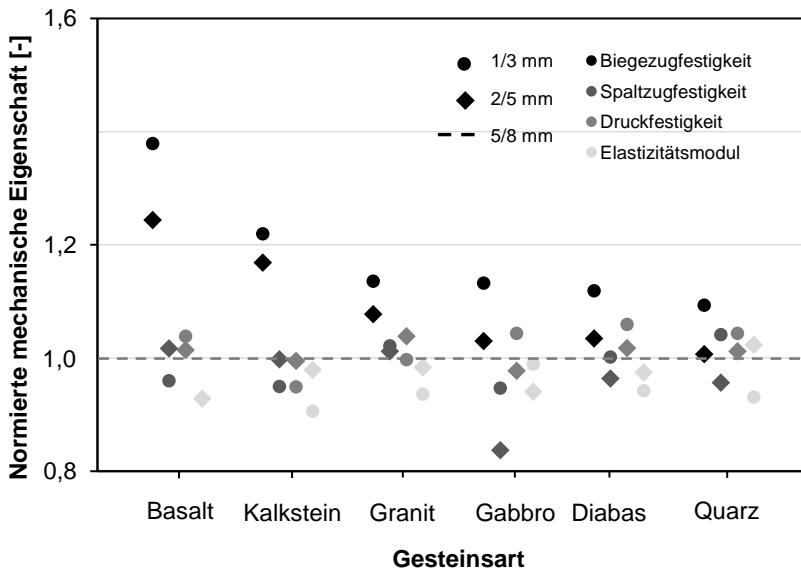


Abb. 4.39: Normierte Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen der verwendeten Betonmischungen, alle Prüfergebnisse in Anhang F

Das Diagramm in Abb. 4.39 zeigt, dass das Größtkorn die Spaltzug-, Druckfestigkeit und das Elastizitätsmodul nur gering und nicht systematisch beeinflusst. Die Ergebnisse zeigen keinen eindeutigen Einfluss und streuen beliebig um die jeweilige Referenz. Die Biegezugfestigkeit zeigt hingegen eine deutliche Abhängigkeit vom Größtkorn. Die Biegezugfestigkeit nimmt mit sinkendem Größtkorndurchmesser zu und ist bei Verwendung der Sieblinie 1/3 mm maximal, unabhängig vom verwendeten Gestein. Im Vergleich mit Abb. 4.32 zeigt sich eine Korrelation zwischen Wasseraufnahme der Gesteine und der Biegezugfestigkeit. Die Biegezugfestigkeit steigt mit zunehmender Wasseraufnahmefähigkeit des Gesteins und ist bei maximaler

Wasseraufnahmefähigkeit am größten. Ein Einfluss der Zugabe von SRA auf die Biegezugfestigkeit konnte nicht festgestellt werden.

4.4.5 Diskussion und Schlussfolgerung

4.4.5.1 Schwinden

Durch die Verwendung einer gröberen Sieblinie und eines dadurch größeren Größtkorns, kann die Schwindverformung reduziert werden. Mit sinkendem Größtkorn nimmt die Gesteinsoberfläche zu. Durch die größere Kontaktfläche zwischen Zementstein und Gestein werden Gefügespannungen reduziert, woraus höhere Festigkeiten resultieren (Abb. 4.39 und Abs. 4.1). Weiterhin zeigt sich, dass die Wasseraufnahmefähigkeit des Gesteins den Erstarrungszeitpunkt des Frischbetons beeinflusst. Grund dafür ist das Gleichgewicht des Feuchtegehalts zwischen Zementstein und der Gesteinskörnung. Wird dem Porenraum während der Hydratation Wasser entzogen, kann durch das Gestein weiteres Wasser hinzugeführt werden. Flüssigkeits-Gas-Menisken bleiben länger bestehen und die Calciumhydratphasen können länger wachsen. Dadurch treten die Hydratationshemmung und der Erstarrungszeitpunkt später ein. Dieser Effekt ist nicht bei allen Versuchsreihen konsistent, da der Erstarrungszeitpunkt leicht durch einen geringfügig abweichenden w/z-Wert beeinflusst wird (Tab. 4.8).

Der Vergleich der gesamten autogenen Verformungen der Mischungen MQ5 und MB5 zeigt ein nahezu identisches Schwindverhalten. Da sowohl der E-Modul (Tab. 3.3) und die Wasseraufnahme (Abb. 4.32) beider Gesteine nur geringfügig voneinander abweichen, belegt dieser gesteins übergreifende Vergleich den maßgebenden Einfluss der verwendeten Sieblinie. Durch die separierte Betrachtung des spannungsinduzierten Schwindens zeigt sich, das MQ5 die größten Verformungen aufweist. Quarz verfügt über deutlich gleichmäßigere Bruchflächen im Vergleich zu Basalt, wodurch die Gesteinsoberfläche kleiner ist. Zusammenfassend geht aus den Untersuchungen hervor, dass:

- bei konstantem Wasserzementwert Feinkornbetone ein größeres autogenes Schwindmaß als Grobkornbetone aufweisen,
- mit sinkendem w/z-Wert Zementhydratation sowie Erstarrung früher beginnen und das autogene Schwinden steigt,
- spannungsinduziertes autogenes Schwinden überwiegend durch die Gesteinskornoberfläche beeinflusst wird und kaum durch den w/z-Wert,
- je größer die Wasseraufnahme der Gesteinskörnung ist, desto später erstarrt der Beton.

In Abb. 4.40 ist die Nachrechnung der Schwindverformungen an exemplarisch ausgewählten Versuchsdaten mit Basaltgestein und unterschiedlichen Größtkorndurchmessern dargestellt. Mit den Berechnungsansätzen nach *fib 2010* und *DIN EN 1992-1-1* werden ausschließlich die spannungsinduzierten, autogenen Schwindverformungen berechnet. Das Modell nach *Xia et al. 2016* ist dagegen gültig zur Bestimmung der gesamten autogenen Schwindverformungen. Das Diagramm zeigt, dass *fib 2010* sowie *DIN EN 1992-1-1* die spannungsinduzierten Schwindverformungen um bis zu ca. 50% unterschätzen. Die Ergebnisse nach *Xia et*

al. 2016 eine gute Übereinstimmung der Schwindverformungen für die Mischung MB8 nach ca. 120 Stunden. Für die anderen Betonrezepturen werden die Verformungen überschätzt. Insgesamt zeigt sich keine Konvergenz zwischen Erstarrungsbeginn, plastischem Schwinden sowie dem zeitabhängigen Verlauf der spannungsinduzierten Schwindanteile.

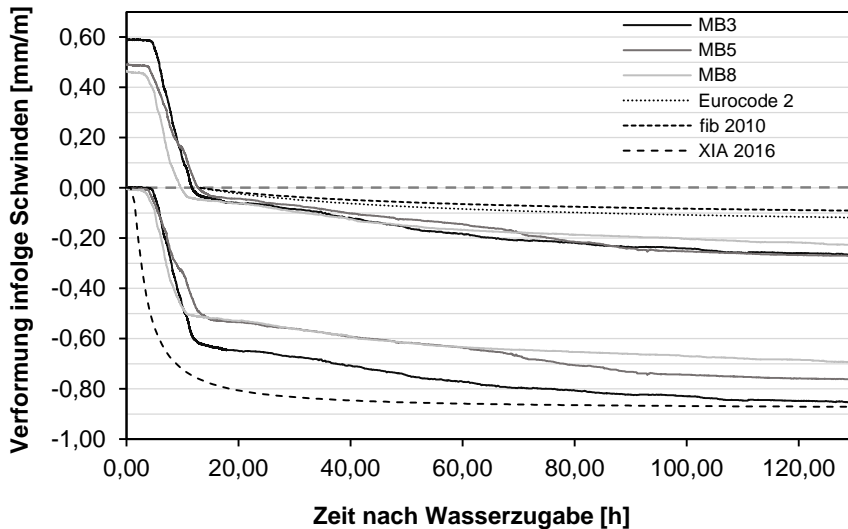


Abb. 4.40: Untersuchung bestehender Berechnungsmodelle zur Ermittlung der gesamten autogenen sowie der spannungsinduzierenden autogenen Schwindverformung

Im nachfolgenden wird ein anhand der Versuchsdaten abgeleitetes, empirisches Berechnungsmodell zur Ermittlung der Schwindverformungen vorgestellt. Prinzipiell kann durch wenige Anpassungen des Modells von *Xia et al. 2016* eine gute Konvergenz mit den Messergebnissen erreicht werden. Nachteilig ist, dass dieses Modell Versuchsdaten zur Berechnung und dadurch zur Prognose des Schwindens benötigt. Obwohl die Kenntnis über den Erstarrungsbeginn, Erstarrungszeitpunkt und die plastischen Verformungen für die Herstellung von Bauteilen aus UHPC von großer Bedeutung ist, sollen diese nicht im Berechnungsmodell implementiert werden. Diese würden die Berechnung erschweren ohne einen Mehrwert für die Bemessung zu liefern. Aus diesem Grund umfasst das Berechnungsmodell lediglich die spannungsinduzierten Schwindverformungen. Daten zum Erstarrungszeitpunkt und den plastischen Verformungen können bei Bedarf den Versuchsdaten entnommen werden.

Das folgende Bemessungsmodell wird in Anlehnung an *DIN EN 1992-1-1* anhand einer exponentiellen Regressionskurve abgeleitet. Durch die Implementierung des Faktors k_{ca} kann das spannungsinduzierte Schwinden in Abhängigkeit von Schwindbegünstigten oder -reduzierenden Gesteinen und/oder Additiven je Stunde berechnet werden. Dabei wird angenommen, dass die autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ der Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ entspricht (vgl. Abs. 4.4.1.1).

Die zeitabhängige Entwicklung der spannungsinduzierten, autogenen Schwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \frac{e^{-\frac{97}{5000}k_{ca} \times t} - 1}{4} \quad (4.17)$$

Dabei ist:

t	das Betonalter in Tagen nach der Erhärtung,
k_{ca}	der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Gesteins und der Additive auf die autogene Schinddehnung.
$k_{ca} = 1,8$	Hohe zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindbegünstigenden Gesteinen z.B. Kalkstein und Gabbro sowie bei 1/3 mm Sieblinien.
$k_{ca} = 1,4$	Mittlere zu erwartende Schwindverformung, gilt für die meisten Gesteine und Sieblinien von 2/5 bis 5/8 mm.
$k_{ca} = 1,0$	Niedrige zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindreduzierenden Gesteinen wie Basalt oder Diabas mit einer Sieblinie ab 2/5 mm bzw. bei der Zugabe von Schwindreduzierer.

Das angegeben Berechnungsmodell ist gültig für dünne Bauteile aus UHPC, bei denen die Temperaturentwicklung infolge Zementhydratation als gering angesehen werden kann. Diese müssen auf Basis des verwendeten Bindemittels Nanodur Compound 5941 und einem ähnlichen Verhältnis zwischen Gesteinskörnung und Bindemittel hergestellt sein. Weiterhin ist auf eine Nachbehandlung durch das Befeuchten und anschließende Abdecken der Bauteile zu achten. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf massige Bauteile ist nicht ohne weitere Untersuchungen möglich. Bei massigen Bauteilen nimmt die Hydratationswärmeentwicklung stark zu und kann einen maßgebenden Einfluss auf die Schwindverformungen haben.

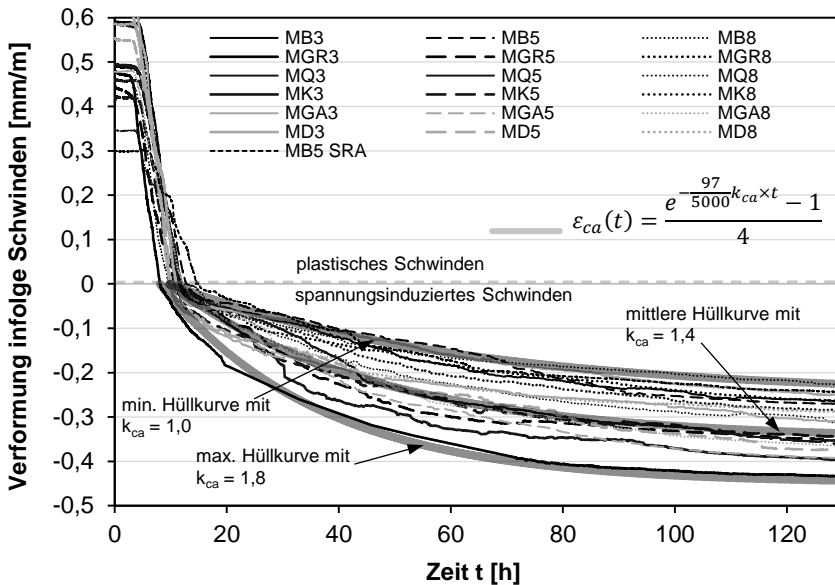


Abb. 4.41: Nachrechnung der Versuchsergebnisse mithilfe des eigenen Bemessungsmodells

Das Modell in Abb. 4.41 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung des Verlaufs mit den dargestellten Versuchsergebnissen. Da die Versuchsergebnisse variieren, werden diese mit einem Berechnungsmodell beschrieben, dass die obere und untere Grenze der autogenen Schwinddehnung sowie das Zentrum dieser Hüllkurven definieren.

4.4.5.2 Temperature expansion

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen die starke Abhängigkeit der Temperatúrausdehnung des UHPC von der verwendeten Gesteinsart und der Gesteinskorngröße. Diese sinkt mit geringerer Temperatúrausdehnung der Gesteinskörnung und steigendem Größtkorn. Ursache dieses Verhaltens sind Gefügespannungen zwischen Gestein und Zementstein (vgl. Abs. 4.4.1.2). Einen weiteren Einfluss hat der Feuchtetransport zwischen Kapillar- und Gelporen des UHPCs. Dieser Feuchtigkeitsaustausch hat einen starken Einfluss auf dessen gesamte Temperatúrausdehnung. Das wird an der Differenz der Messergebnisse der normal gelagerten und getrockneten Probekörper deutlich. Diese Differenz wird als scheinbare Temperatúrausdehnung bezeichnet und liegt bei ca. $3,5$ und $5,6 \times 10^{-6}/K$ und kann im Mittel mit einem *Faktor von 1,6* berücksichtigt werden.

Eine Abhängigkeit der verwendeten Sieblinie oder der Gesteinsart ist nicht erkennbar. Das zeigt, dass die Gesteinskörnung keinen bzw. einen infinitesimalen Einfluss auf die scheinbare Temperatúrausdehnung besitzt. Maßgebend ist die relative Betonfeuchte. Unterschiedliche Differenzen zwischen wahrer und gesamter Temperatúrausdehnung können die Folge schwankender w/z-Werte sein. Im Vergleich zu den Ergebnissen von *Budelmann 1987* zeigt sich, dass die scheinbare Temperatúrausdehnung bei UHPC teilweise mehr als doppelt so groß ist als bei Normalbeton. Das beobachtete Materialverhalten widerspricht der Tatsache, dass UHPC weniger Kapillarporen und physikalisch gebundenes Wasser besitzt. Die Ursache dieses Verhaltens kann nicht

abschließend geklärt werden, kann aber in der wesentlich feineren Vermahlung der Zementbestandteile liegen. Dadurch steigt die Oberfläche, wodurch der Zement stärker auf Feuchtigkeitsänderungen reagiert. Eine weitere Ursache könnten höhere Kapillarkräfte sein. Das würde eine Korrelation mit den Untersuchungen in Abs. 4.1 zeigen.

In Tab. 4.10 sind die Werte der M-8-Betone denen von Normalbeton gegenübergestellt, um einen Vergleich mit dem Stand der Technik zu ermöglichen (Abs. 4.4.1.2.). Entsprechend des höheren Zementgehaltes fällt die Temperatúrausdehnung des UHPC größer aus. Nach Ergebnissen von *Dettling 1961* bewirkt eine Steigerung des Zementanteils um 150 kg/m^3 bei Normalbeton eine um $0,7 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ höhere Temperatúrausdehnung. Die eigenen Untersuchungen zeigen jedoch eine Differenz von ca. $3 \times 10^{-6}/\text{K}$ und widerlegen die Übertragbarkeit der Untersuchungen an Normalbeton. Grund dafür können die größere Temperatúrausdehnung des Zementsteins und unterschiedliche Sieblinien der aufgeführten Betone sein. Des Weiteren ist erkennbar, dass für verschiedene Gesteinsarten eine gleiche Temperatúrausdehnung des Betons unterstellt wird. Je nach Herkunft der verwendeten Gesteinskörnung ist das möglich, kann jedoch in Anbetracht der erzielten Versuchsergebnisse nicht pauschalisiert werden, da die Temperatúrausdehnung innerhalb einer Gesteinsart variiert.

Tab. 4.10: Vergleich der wahren Temperatúrausdehnung in Abhängigkeit der Gesteinsart zwischen Versuchsergebnissen und Angaben aus der Literatur (grau) - v.l.n.r.: UHPC - MB8 / Normalbeton (*Kustermann 2005*) / Normalbeton (*Reinhardt 2012*)

Zementgehalt kg/m^3 :	630	400	400
Gestein	$\alpha_{T,(0^\circ\text{C}/40^\circ\text{C})} [10^{-6}/\text{K}]$	$\alpha_{T,(0^\circ/40^\circ)} [10^{-6}/\text{K}]$	$\alpha_{T,(k.a.)} [10^{-6}/\text{K}]$
Kalkstein	10,5	8,2	7,9
Diabas	11,2	–	9,6
Gabbro	11,7	–	9,6
Basalt	12,8	10,0	9,6
Granit	12,8	13,0	10,2
Quarz	14,3	13,0	13,4

Alle Ergebnisse sind prinzipiell auf andere UHPC Mischungen übertragbar und liefern Werte für die Bemessung von UHPC Bauteilen in Abhängigkeit des Gesteins und der Sieblinie (Abb. 4.38) in einem Temperaturbereich zwischen -20°C bis 100°C . Für die Bemessung von Fassaden ist in der Regel die gesamte Temperatúrausdehnung im Bereich zwischen -20°C und 80°C maßgebend (*Stein 2012*). Werden

standortbezogene Untersuchungen zur Bauteiltemperatur durchgeführt, kann davon ggf. abgewichen werden.

Die wahre Temperatúrausdehnung beträgt nur ca. die Hälfte der gesamten Temperatúrausdehnung und sollte ausschließlich für die Bemessung von dünnen und ausreichend wärmebehandelten Bauteilen angesetzt werden. Diese müssen wie in den Experimenten, mindestens für 24 Stunden auf 105°C erwärmt werden. Das kann durch einen Trockenofen oder Autoklaven im Fertigteilwerk realisiert werden.

4.4.5.3 Mechanische Eigenschaften

Die Ergebnisse zeigen einen deutlichen Einfluss des Größtkorns und der Wasseraufnahme des Gesteins auf die Biegezugfestigkeit. Das kann unter anderem auf einen eventuellen Maßstabseffekt des Gesteins zurückgeführt werden. Je größer das Korn, umso wahrscheinlicher sind statistisch verteilte Fehlstellen im Gestein. Der maßgebende Einfluss scheint jedoch von einer auftretenden Mikrorissbildung auszugehen. Während der UHPC mit einer größeren Sieblinie weniger schwindet, werden durch die Verwendung eines kleineren Größtkorns Zwangsspannungen reduziert. Diese Zwangsspannungen können zu Mikrorissbildung in der Randzone innerhalb der ersten 24 Stunden führen (vgl. Abs. 4.1) und niedrigere Biegezugfestigkeiten infolge eines verringerten, effektiven Querschnitts verursachen. Diese These wird durch die Korrelation der Ergebnisse in Abb. 4.32 und Abb. 4.40 bekräftigt. Nimmt die Wasseraufnahmefähigkeit eines Gesteines zu, steigt die Biegezugfestigkeit infolge einer inneren Nachbehandlung des UHPCs während der Hydratationsphase. Dadurch kann die Mikrorissbildung verringert werden. Es zeigt sich, dass die Biegezugfestigkeit durch die Verwendung der Sieblinie 1/3 mm um mindestens 10 % erhöht werden kann.

Die Ergebnisse der Spaltzug-, Druckfestigkeit und das Elastizitätsmodul zeigen keinen eindeutigen Einfluss des Größtkorns, sind jedoch stark von der Gesteinsart abhängig. Bei der Druckfestigkeits- und E-Modulprüfung handelt es sich um Druckversuche bei denen Mikrorisse keinen maßgebenden Einfluss zeigen. Ähnliches gilt für den Spaltzugversuch. Im Spaltzugversuch herrscht im Randbereich der Probekörper ein komplexer, mehraxialer Druckspannungszustand aufgrund der Lasteinleitung (Malárics 2011).

4.5 Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung von stabförmigen FVK-Verbindungsmitteln

Verbindungsmittel aus faserverstärktem Kunststoff werden in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln eingesetzt um Wärmebrücken zu reduzieren. Verbindungsmittel mit einer bauaufsichtlichen Zulassung bestehen derzeit aus GFK und definieren Normalbeton als Verankerungsgrund.

4.5.1 Stand des Wissens

Die untersuchten stiftförmigen Verbindungsmittel aus faserverstärktem Kunststoff werden aus Bewehrungsstäben gefertigt. Die Lastübertragung in der Verbundzone von Stab zu Beton erfolgt deshalb über die Oberfläche des Verbindungsmittels. Andere

Verbindungsmittel aus GFK verfolgen einen ähnlichen Ansatz (Abb. 3.5). Prinzipiell sind drei Verbundmechanismen zu unterscheiden: Haftung, Reibung und mechanische Verzahnung. Wie stark diese einzelnen Mechanismen ausgeprägt sind, ist abhängig von den Eigenschaften der Grenzfläche, die durch den Stab bestimmt wird. Die verwendeten Verbindungsmittel entsprechen hinsichtlich der Verbundeigenschaften dem FVK-Bewehrungsmaterial, das sich häufig an denen des herkömmlichen Bewehrungsstahls orientiert (*Pahn 2011b*; *Schöck 2017*). Das bedeutet, dass immer ein Versagen des Betons auftritt. Dieses Versagen ist durch ein Erreichen der Betonzugfestigkeit gekennzeichnet (*Hüer 2013*). Dabei muss zwischen verschiedenen Versagensarten unterschieden werden. Zunächst kann ein Ausziehversagen auftreten. Dabei werden die Betonrippen abgeschert und der Stab komplett herausgezogen.

Eine weitere Versagensart ist das Sprengrissversagen (bzw. Spaltversagen). Dabei bilden sich Risse entlang des Stabes und es kommt zu einem Spalten des Betons (*Tepfers 1979*). Nach *Hüer 2013* ist das Spaltversagen bei geringen Bauteildicken besonders ausgeprägt und führt regelmäßig zu einem Durchtrennen des Bauteils. *Asmus 1999* erkennt einen Biegeeinfluss bei dünnen Plattenstreifen und weiten Abstützungen auf die Spaltzugkraft und daraus resultierende, geringere Tragfähigkeiten im Vergleich zu einem reinem Spaltversagen. Der Anteil der durch Biegung hervorgerufenen Zugspannung kann dabei für Bauteildicken $h < 150$ mm sogar geringfügig höher als die Spaltzugspannungen sein, was *Hüer 2013* für einen in Beton eingebundenen Kopfbolzen aufzeigt.

Weiterhin kann ein Versagen infolge eines Ausbruchkegels auftreten. Die radial um die Rippen verlaufenden Sekundärrisse formen einen Ausbruchkegel, der aus dem Betonkörper austritt (Abb. 4.42) und die nach *Hüer 2013* durch Biegerisse induziert werden können und die Tragfähigkeit reduzieren.

Alle Versagensarten treten nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit auf, da das Zugversagen des Verbindungsmittels, ab Einbindetiefen von 60 bis 100 mm, ausgeschlossen werden kann (*Pahn 2011b*). Bei Querkzugversuchen kann prinzipiell ein Versagen des Verbindungsmittels erwartet werden, da der Querkzugwiderstand der unidirektionalen FVK-Verbindungsmittel gering ist. Dieses prognostizierte Querkzugversagen gilt für Verbindungsmittel mit uniaxialer Faserdirektion, bei der das Matrixharz die maßgebende, lastabtragende Komponente in Querrichtung darstellt.

Im Druckversuch kann in Abhängigkeit von der Verbindungsmittelschlankheit ein Stabilitätsversagen auftreten. Die Verankerung versagt nur, wenn die Drucktragfähigkeit kleiner als die Knicklast des Verbindungsmittels ist. Im Allgemeinen ist das prinzipielle Trag- und Versagensverhalten, bei gleichbleibender Oberflächengeometrie, analog zu einer Zugbelastung der Verankerung.

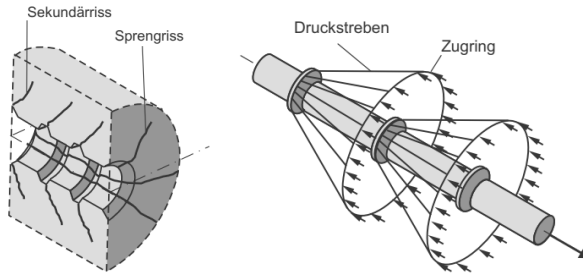


Abb. 4.42: links: Sprenggriss- und Sekundärarissbildung durch Ringzugspannungen; rechts: räumlicher Spannungszustand (Zilch u. Zehetmaier 2008)

Die Berechnung der Tragfähigkeit der Verankerung des gerippten GFK Verbindungsmittels kann über die Verbundspannungen erfolgen. Zur Berechnung der Verbundspannungen existieren verschiedene Berechnungsansätze, die sich maßgeblich durch den Geometriefaktor η unterscheiden (fib 2010; DAfStb Heft 466; DIN EN 1992-1-1; DAfStb Heft 394; DIN 1045-1). Die grundlegende Form ergibt sich in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit zu fib 2010:

$$t_{bm} = \eta_1 \times f_{ctm} \quad (4.18)$$

mit:

$\eta_1 = 1,0$ für glatten Bewehrungsstahl

und $\eta_1 = 2,25$ für gerippten Bewehrungsstahl.

Erste Untersuchungen und ein Berechnungsmodell zur Tragfähigkeit von gerippten FVK-Verbindungsmittel in dünnen Normalbetonplatten wurden von Hanz u. Pahn 2013 durchgeführt. Das vorgeschlagene Bemessungsmodell berechnet die Tragfähigkeit der Verankerung F_{max} mit der maximalen Verbundspannung τ_{max} sowie den im Versuch ermittelten, geometrischen Parametern des Ausbruchkegels und des Verbindungsmittels ($A_{lat,i}$) zu:

$$F_{max,0} = \tau_{max} \times (A_{lat,surf,comp} - A_{lat,surf,cone}) \quad (4.19)$$

Zur Berechnung der mittleren Zugtragfähigkeit $F_{m,0}$ wird eine Bemessungsgleichung auf Grundlage eines empirischen Kalibrierfaktors $\eta_1 = k$, sowie der in Beton eingebunden Mantelfläche des Verbindungsmittels angegeben.

$$F_{m,0} = k \times \tau_{max} \times A_{lat,surf} \quad (4.20)$$

Diese Gleichungen sind gültig für zwei verschiedene Verbindungsmittel, Normalbeton und eine Plattendicke von 60 mm.

4.5.2 Probekörper

4.5.2.1 Material und Eigenschaften

Zur Untersuchung der Entwicklung der Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung wird die UHPC Standardmischung MB5 verwendet. Die GFK Verbindungsmittel haben einen Nenndurchmesser von 12 mm und einen Ankerkopfwinkel von 15° und 30°.

4.5.2.2 Geometrie, Herstellung und Lagerung

Die Herstellung der Probekörper erfolgt im Fertigteilwerk. Alle Versuchskörper werden in einer Betonage gefertigt. Zur Zentrierung der Verbindungsmittel wird vorgebohrter, auf den Frischbeton aufgelegter Dämmstoff verwendet. Nach der Betonage werden die Probekörper abgedeckt, nach einem Tag ausgeschalt und bei 20 °C und 60 % Luftfeuchte trocken gelagert. Die Geometrie der Probekörper sowie ein Detail des Ankerkopfes des Verbindungsmittels sind in Abb. 4.43 dargestellt.

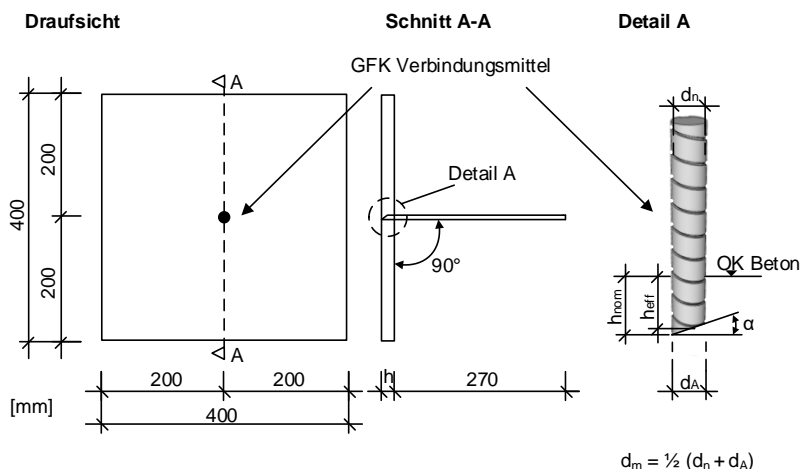


Abb. 4.43: Probekörper zur Untersuchung der Zugtragfähigkeit der Verankerung; links: Abmessungen; rechts: Detail Ankerkopf

4.5.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Ziel der Untersuchungen sind Erkenntnisse über die erreichbare Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung in dünnen UHPC Platten. Dazu wird das Tragverhalten in unterschiedliche Verankerungstiefen, respektive Plattendicken, erforscht. Im Ergebnis soll ein Berechnungsmodell zur Ermittlung der Zugtragfähigkeit der Verankerung erstellt sowie die Korrelation zwischen Zug- und Drucktragfähigkeit beschrieben werden.

Das Versuchsprogramm ist in Tab. 4.11 dargestellt. Es umfasst jeweils fünf Zugversuche. Es wird nur eine UHPC-Mischung verwendet, weil ein Erreichen der Zugfestigkeit des Betons das Versagen initiiert. Die Einflüsse der verschiedenen Gesteine konnten in Abs. 4.4 gezeigt werden. Im Fokus des Versuchsprogramms stehen die Einbindetiefe, die Ausbildung des Ankerkopfes sowie prüftechnische

Einflüsse. Um die Drucktragfähigkeit der Verankerung zu untersuchen, werden zusätzlich 5 Auszugversuche als Referenz durchgeführt. Dadurch kann die Korrelation zwischen Zug- und Drucktragfähigkeit untersucht werden. Die Prüfung nach einem Tag erfolgt, um die Auszugtragfähigkeit im frühen Bauzustand zu untersuchen. Diese wird insbesondere für die Bemessung im Transportzustand benötigt.

Tab. 4.11: Versuchsprogramm zur Untersuchung des Einflusses der Verankerungstiefe

Belastung	Verbindungs- mittel	Anker- kopf- Winkel α	Höhe h [mm]	r_i [mm]	Anzahl [-]	Beton [-]	$f_{ctm,fl}$ [N/mm ²]	Alter [d]
Zug	GFK- Verbind- ungsmittel Ø12	15°	25	200	5	MB5	12,8	22
			30					
			35					
			40				5,6	1
			25					
			30					
			35	100	5	MB5	15,8	24
			40					
			25					
			30				12,5	29
			35					
			40					
Druck		15°	30	120	5 (sowie 5 Referenz- Zugversuche)		12,0	31

4.5.3.1 Zugtragfähigkeit

In Abb. 4.44 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Der verwendete Versuchsrahmen steht auf einem Kreisring aus Stahl. Dieser hat bei einem Großteil der Versuche einen Innendurchmesser von $r_i = 200 \text{ mm}$. Bei zwei Versuchsreihen wird r_i nach ETAG 001 verwendet. Dadurch kann der Einfluss der Abstützung untersucht werden. Die zentrische Belastung erfolgt durch einen Hydraulikzylinder und ein Lasteinleitungssystem, das über eine Spannverankerung mit dem Verbindungsmittel verbunden ist. Zur Verformungsmessung kommen drei induktive Wegaufnehmer zum

Einsatz, damit eine Berücksichtigung der Schiefstellung realisiert werden kann. Das erfolgt durch die Berechnung der mittleren Verformung.

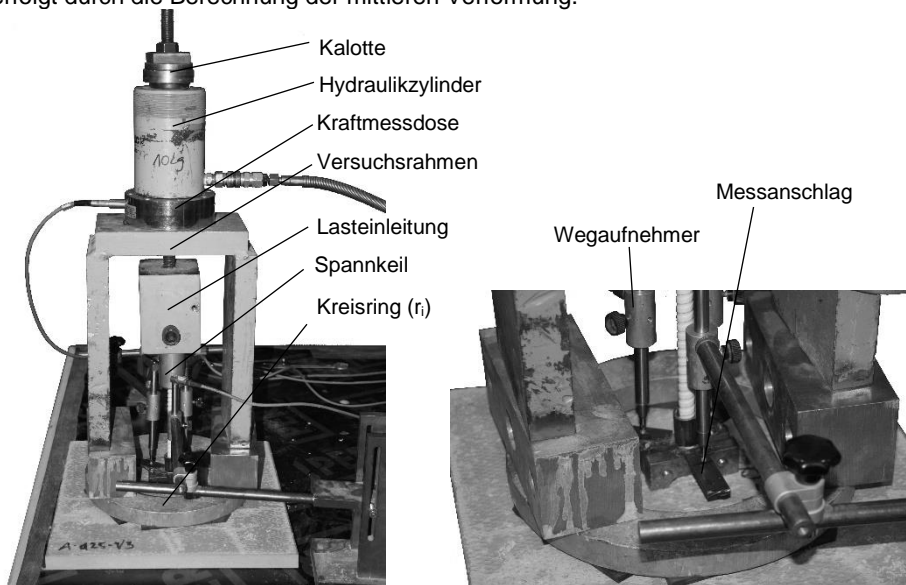


Abb. 4.44: Versuchsaufbau zur Ermittlung des Zugwiderstandes der Verankerung; links: gesamt; rechts Detail am Verbindungsmittel

4.5.3.2 Drucktragfähigkeit

Der Versuchsaufbau zur Untersuchung der Drucktragfähigkeit ist an den Versuchsaufbau in Abb. 4.44 angelehnt. Als Probekörperauflager dient ein Kreisring aus Stahl mit einer Öffnung von $r_i = 4 \times h = 120 \text{ mm}$ (ETAG 001). Die Verformung wird mit zwei am Verbindungsmittel angebrachter Wegaufnehmer kontinuierlich gemessen. Ein umgedreht angeordneter Spannkeil dient als Lasteinleitung. Zur Vermeidung einer exzentrischen Lasteinleitung wird eine Kalotte zwischen Spannkeil und Hydraulikzylinder verwendet.

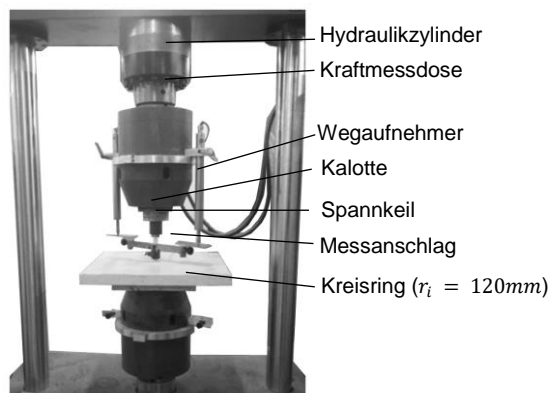


Abb.4.45: Versuchsaufbau zur Ermittlung des Druckwiderstandes der Verankerung

4.5.4 Ergebnisse

4.5.4.1 Zugtragfähigkeit

In Abb. 4.46 links sind die Kraft-Verformungs-Verläufe der Versuchsreihen mit 25 und 40 mm Plattendicke dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass die Bruchverformung mit ca. 0,4 mm bei allen Versuchen auf einem ähnlichen Niveau liegt, während sich die Bruchlasten unterscheiden. Der Anstieg und somit die Steifigkeit der dargestellten Verläufe sind unterschiedlich. Die Versuche mit einer Abstützung von 120 und 200 mm zeigen einen ähnlichen Verlauf der Kraft-Verformungslinie bei unterschiedlichen Bruchlasten. Die Variation des Ankerkopfes führt zu einem geringeren Anstieg des Kraft-Weg-Verlaufs und den geringsten Bruchlasten.

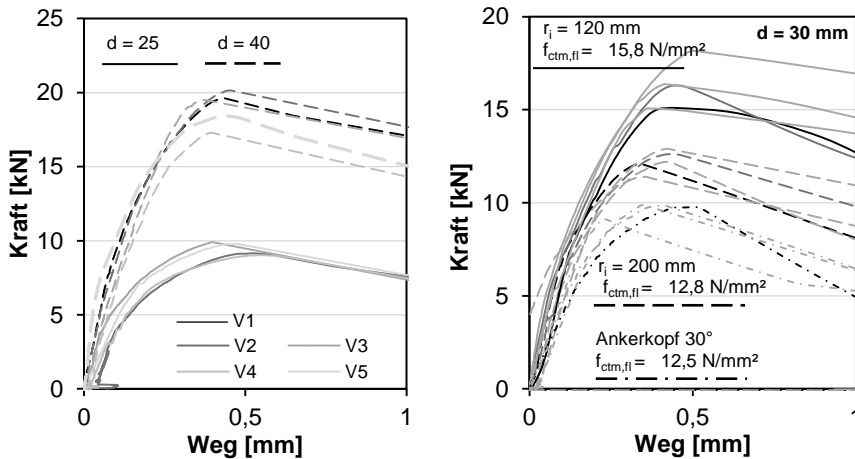


Abb. 4.46: Kraft-Verformungs-Linien der Auszugversuche zur Untersuchung der Parameter: Plattendicke, Abstützung und Ankerkopfausbildung

In Abb. 4.47 und Anhang G sind die Versagenslasten sowie die maximale Verbundspannung der Versuche mit variierender Plattendicke, nach 1 und 22 Tagen, dargestellt. Die Ergebnisse zeigen einen linearen Anstieg der Zugtragfähigkeit der Verankerung mit zunehmender Plattendicke, abhängig vom Betonalter. Die Auszugstragfähigkeit nach einem Tag entspricht ca. 40 - 50 % der Ergebnisse nach 22 Tagen.

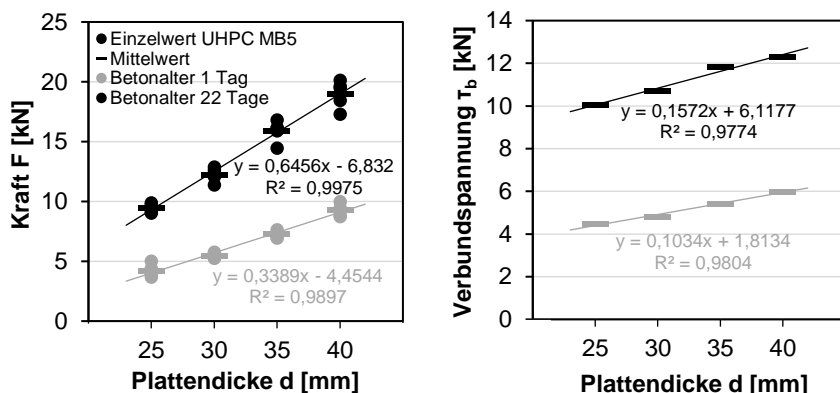


Abb. 4.47: Entwicklung der Zugtragfähigkeit der Verankerung über die Plattendicke

Alle Versuche zeigen ein Spalten der Betonplatten (Abb. 4.48). Bei einigen Platten kann eine Kombination aus Betonausbruch und Spalten beobachtet werden. Dabei kommt es zunächst zu einem Betonausbruch und bei fortschreitender Belastung zu einem Spalten als primäre Versagensart. Der Betonausbruch ist so gering ausgeprägt, dass dieser vielmehr als eine oberflächliche Abplatzung interpretiert werden kann. Die Verbundgeometrie der Verbindungsmittel ist ungeschädigt und die Betonkonsolen im Inneren des Probekörpers sind intakt.

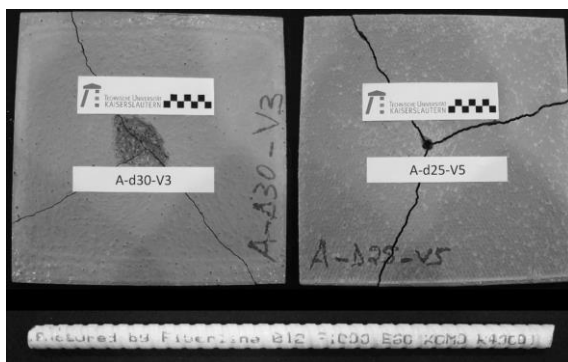


Abb. 4.48: oben: aufgetretene Bruchbilder im Zugversuch; unten: Verbindungsmittel nach dem Versuch

4.5.4.2 Drucktragfähigkeit

In Abb. 4.49 sind die Kraftverformungslinien der Referenz-Zugversuche sowie der Druckversuche dargestellt. Die Referenzversuche zeigen einen identischen Kraft-Verformungsverlauf bei geringfügig niedrigeren Bruchlasten. Die Kraft-Weg-Linien der Druckversuche steigen zunächst gering an. Anschließend nimmt dieser Anstieg im weiteren Versuchsverlauf zu. Bei zwei Versuchen kommt es zu Anlaufeffekten die aus dem Versuchsaufbau resultieren. Die ermittelten Bruchlasten sind im Vergleich zu den Referenz-Zugversuchen höher. Anhand der in Abb. 4.49 angegebenen Mittelwerte

zeigt sich, dass die Drucktragfähigkeit der Verankerung circa 50 % höher als die Zugtragfähigkeit ist.

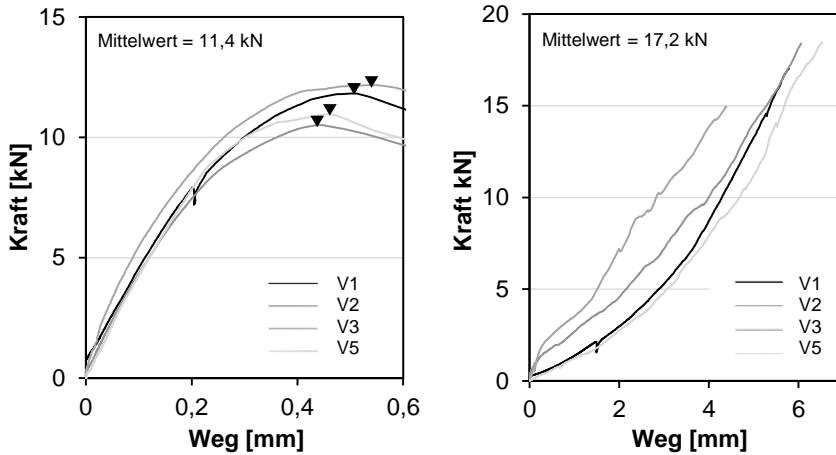


Abb. 4.49: Kraft-Verformungs-Linien; links: Zugversuche; rechts: Druckversuche

Der Vergleich zwischen den Bruchbildern in Abb. 4.50 ergibt minimale Unterschiede. Während bei den Zugversuchen immer drei Spaltrisse beobachtet werden, zeigt sich bei einem Versuch ein einzelner Riss. Ein Ausbruchkegel trat nicht auf. Es kommt lediglich zu minimalen Betonabplatzungen (vgl. Abb. 4.50 rechts).

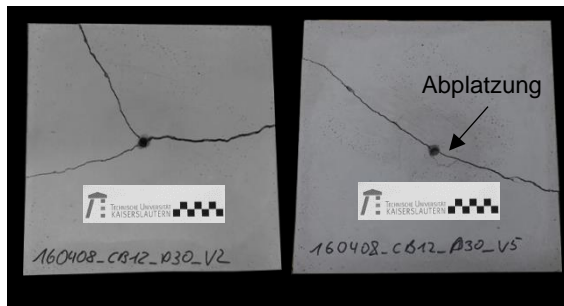


Abb. 4.50: aufgetretene Bruchbilder im Druckversuch

4.5.5 Diskussion und Schlussfolgerung

4.5.5.1 Zugtragfähigkeit

Im Versuch kann beobachtet werden, dass durch eine Reduzierung der Plattendicke die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Verankerung abnimmt. Das kann auf das unterschiedliche r_i/d - Verhältnis zurückgeführt werden. Mit kleiner werdender Plattendicke sinkt die Biegesteifigkeit, wodurch gleichzeitig die Biegezugspannungen und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit zunehmen.

Der maßgebende Verformungseinfluss resultiert jedoch aus der Steifigkeit der Verankerung. Wegen der Verbundwirkung des Verbindungsmittels nimmt die Längsdehnung mit zunehmender Verankerungstiefe ab.

Das zeigen insbesondere die Versuche mit variierender Abstützung und Ankerkopfwinkel (Abb. 4.46). Durch die Variation der Abstützung von 120 mm auf 200 mm kann nahezu kein Einfluss auf das Verformungsverhalten festgestellt werden. Die maximale Tragfähigkeit unterscheidet sich ausschließlich aufgrund der unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten $f_{ctm,fl}$ in den beiden Versuchsreihen. Das ist ebenfalls bei der Versuchsreihe mit einem Ankerkopf von 30° zu beobachten. Infolge der geringeren effektiven Einbindung des Verbindungsmittels zeigt sich eine niedrigere Tragfähigkeit sowie Steifigkeit im Versuch.

Die Verbundspannungen (Abb. 4.47, rechts) zeigen im Vergleich zu den ermittelten Ausziehkräften (Abb. 4.47, links) eine geringere Festigkeitszunahme bei zunehmender Plattendicke. Das kann auf den Einfluss der fehlenden Verbundzone am Ankerkopf und dessen Verhältnis zur absoluten Einbindetiefe sowie auf den geringer werdenden Einfluss von Biegezugspannungen zurückgeführt werden. Während eine größer werdende Plattendicke das Widerstandsmoment erhöht, ist der Einfluss der Verbundzone auf die Anzahl der im Beton verankerten Stabrippen zurückzuführen. Bei einer kleinen Bauteildicke ist nur eine geringe Rippenanzahl eingebettet. Dadurch ist der mechanische Verbund relativ gering und weich sowie das Verhältnis zum Haftverbund klein. Mit größer werdender Einbindetiefe steigt der Anteil des mechanischen Verbunds durch Verzahnung der zunehmenden Betonkonsolen sowie Stabrippen und die Verbundspannung steigt an.

4.5.5.2 Drucktragfähigkeit

Alle Versuche zur Drucktragfähigkeit ergeben höhere Versagenslasten im Vergleich zur Zugtragfähigkeit. Das ist auf die im Druckversuch ungestörte Zugzone zurückzuführen. Dadurch fehlt die, im Zugversuch vorhandene, Sollbruchstelle. Da der Ankerkopf des Verbindungsmittels angeschrägt ist, kann sich unter diesem eine Betonkonsole ausbilden, wodurch zusätzlich eine geringfügige Traglaststeigerung resultiert. Für stiftförmige, gerippte, umseilte oder besandete FVK Verbindungsmittel kann prinzipiell davon ausgegangen werden, dass die Drucktragfähigkeit der Verankerung größer als die Zugtragfähigkeit ist. Um eine Sichtbetonfassade zu herzustellen können die Verbindungsmittel nicht gänzlich an der Schalung der Sichtseite aufliegen. Die Oberfläche entspräche keiner Sichtbetonqualität, da Störstellen entstehen und als Folge würde sich die Druck- der Zugtragfähigkeit annähern. Eine Ausnahme bilden Hinterschnittanker. Die unterschiedliche Steifigkeit der Druck- und Zugversuche (Abb. 4.46) ist auf die unidirektionalen Fasern und die Matrix zurückzuführen. Im Druckversuch nimmt zunächst die Matrix Last auf und verformt sich aufgrund des geringen E-Moduls vergleichsweise stark. Alle Fasern nehmen aufgrund ihrer Schlankheit zunächst keine Druckbelastung auf. Sie verformen sich in Querrichtung, bis dies von der Matrix verhindert wird und die Fasern aktiviert werden. Diese Verformungen nehmen mit größer werdender Verbindungsmittellänge zu. Im Zugversuch werden die Fasern aufgrund ihrer gestreckten, unidirektionalen Ausrichtung nahezu sofort aktiviert.

4.5.5.3 Empirisches Berechnungsmodell zur Ermittlung der Zugtragfähigkeit der Verankerung

In Abb. 4.51 ist das Versagensverhalten der unbewehrten UHPC-Platten in Abhängigkeit der Laststufe dargestellt. Im Versuch bilden sich zunächst Mikrorisse aus. Diese formen den folgenden Ausbruchkegel und zeigen die Orientierung der Spaltrisse. Wird die maximale Belastung erreicht, bilden sich ein Ausbruchkegel und diskrete Spaltrisse. Beim Überschreiten der Maximallast kommt es zu einem kombinierten Spalt- und Biegeversagen der Platte. Sowohl die Betonkonsolen als auch die Verbundgeometrie des Stabes sind intakt.

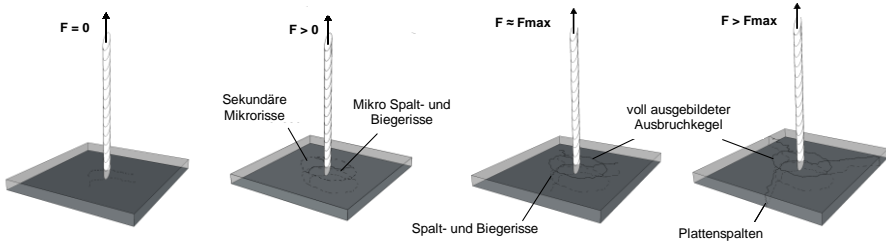


Abb. 4.51: Versagensverhalten von Verbindungsmitteln in dünnen, unbewehrten UHPC-Platten

Die mittlere Zugtragfähigkeit der Verankerung $F_{Rm,0}$ lässt sich mit den geometrischen Angaben in Abb. 4.43 und der Betonzugfestigkeit $f_{ctm,hnom}$ bezogen auf die Einbindetiefe der VM wie folgt bestimmen:

$$F_{Rm,0} = A_m \times f_{ctm,hnom} \times \eta_1 \quad (4.21)$$

mit

$$\eta_1 = 1,0 + \frac{h_{eff} - 15}{25} \quad (4.22)$$

$$A_m = 2 \times \pi \times \frac{d_m}{2} \times h_{eff} \quad (4.23)$$

$$h_{eff} = h_{nom} - \left(\frac{1}{2} \times d_k \times \tan \alpha \right) \geq 15 \text{ mm} \quad (4.24)$$

$$d_m = \frac{d_k + d_A}{2} \quad (4.25)$$

Zur Berechnung der mittleren Mantelfläche A_m werden die effektive Höhe h_{eff} sowie der mittlere Durchmesser d_m verwendet. Die mittlere Mantelfläche ist abhängig von der Verbindungsmittelgeometrie und orientiert sich an den bekannten Annahmen zur bezogenen Rippenfläche bei Betonstahl (*DAfStb Heft 138*). Der Faktor η_1 ist ein geometrischer Faktor der anhand der Versuchsergebnisse kalibriert wird und die Verbundeigenschaften beschreibt. Bei einer minimalen Einbindetiefe von 15 mm ist $\eta_1 = 1,0$. Das bedeutet, dass das Verbundverhalten dem eines glatten

Bewehrungsstahls entspricht, da so gut wie keine Rippen in den Beton einbinden. Mit zunehmender Verankerungstiefe verbessert sich das Verbundverhalten, indem der Anteil der mechanischen Verzahnung zunimmt und die Verbundspannung ansteigt. Es ist davon auszugehen, dass $\eta_1 > 2,25$ wird. Sowohl eine gefräste als auch besandete Oberfläche weisen eine, im Vergleich zu Stahl, ausgeprägtere Oberflächenprofilierung auf. Dadurch können hohe Verbundkräfte übertragen werden. Der maximale Wert von η ist unbekannt. Dieser bleibt spätestens bei einer Änderung der Versagensart, das heißt bei einem Abscheren der Betonkonsolen, konstant.

Die zur Berechnung benötigte maßstabsabhängige, auf die nominelle Bauteilhöhe bezogene Betonzugfestigkeit, kann anhand der Biegezugfestigkeit nach Abs. 4.3 berechnet werden. Das nachfolgende Diagramm Abb. 4.52 zeigt die Berechnungsergebnisse des entwickelten Bemessungsmodells. Es werden sowohl die eigenen Versuche als auch die Versuche von *Hanz u. Pahn 2013* nachgerechnet.

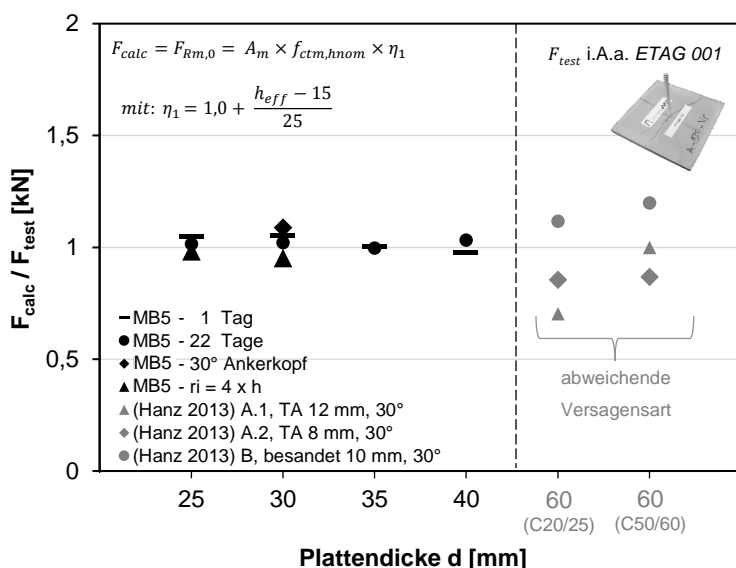


Abb. 4.52: Nachrechnung des mittleren Zugtragfähigkeit der Verankerung der eigenen Versuche mit Spaltzugversagen und der Ergebnisse von *Hanz u. Pahn 2013* mit einer Kombination aus Ausziehversagen und Betonausbruch

Es zeigt sich, dass nur sehr geringe Abweichungen auftreten. Dabei werden sowohl der Ankerkopfwinkel, die Einbindetiefe, das Betonalter als auch die Abstützung zuverlässig berücksichtigt. Bei der Nachrechnung der Versuche in Normalbeton von *Hanz u. Pahn 2013* zeigen sich gute Ergebnisse mit größeren Abweichungen. Das ist unter anderem auf die unbekannte Betonzugfestigkeit zurückzuführen. Diese kann nur aus der in *Hanz u. Pahn 2013* angegebenen Druckfestigkeit nach *DIN EN 1992-1-2* berechnet werden, bei der der Maßstab nicht berücksichtigt wird. Weiterhin beobachten *Hanz u. Pahn 2013* ein Kombination aus Ausziehversagen und Betonausbruch. Diese Versagensart erreicht im Versuch geringfügig höhere Versagenslasten (*Zilch u. Zehetmaier 2008*).

Die Gleichung zur Berechnung der Zugkrafttragfähigkeit der Verankerung liefert zuverlässige Ergebnisse für UHPC und eine gute Näherung für Normalbeton, solange es zu einem Zugversagen durch Sprenggrissbildung kommt. Der Berechnungsansatz ist gültig für gerippte, besandete und gewickelte Staboberflächen und -durchmesser sowie Plattendicken bis 55 mm. Weiterhin kann die Berücksichtigung des Betonalters über die effektiv ansetzbare Zugfestigkeit und eines einseitig abgeschrägten Ankerkopfes erfolgen.

4.6 Dauerhaftigkeit der Verankerung von stiftförmigen FVK-Verbindungsmitteln

Bei freihängenden Vorsatzschalen, ohne diagonale Verankerung, kommt es zu einer kombinierten Beanspruchung der horizontalen Verbindungsmittel aus Biegung, Schub und Zug. Diese Beanspruchung ist dauerhaft und tritt auch zyklisch auf. Gleichzeitig unterliegen die Verbindungsmittel einer Exposition aus Feuchtigkeit und Temperatur. Aus diesem Grund wird ein Prüfkonzept entwickelt, um den Einfluss der genannten Einwirkungen auf die Zugtragfähigkeit der Verankerung zu untersuchen. Untersuchungsgegenstand sind kurze Verankerungslängen in Platten aus UHPC.

4.6.1 Stand des Wissens

Es existieren wissenschaftliche Arbeiten, die sich der Dauerhaftigkeit von Bewehrungsstäben aus Faserverbundkunststoff widmen. Dazu gehören die Verbundeigenschaften (*Abbasi u. Hogg 2005; Bakis 2007; Weber 2008; Davalos 2008; Robert 2010*), die Zugfestigkeit (*Brenmokrane et al. 2002; Weber u. Jütte 2010; Keller et al. 2017; Sheikh et al. 2017*) aber auch die Schub- und Biegefestigkeit (*Cusnick 2014; Cusnick 2015*). *Seshappa 2017* untersucht explizit die Dauerhaftigkeit der Verankerung bei Zugbeanspruchung von GFK-Verbindungsmitteln, bei dem es zu einem Versagen der Verbindungsmittel kommt. Der verwendete Versuchsaufbau sieht keinen direkten Kontakt des Verbindungsmittels mit der temperierten alkalischen Lösung vor. Dem Autor sind keine Arbeiten bekannt, bei denen der Einfluss einer dauerhaften Biege- und Schubbelastung unter Exposition auf die Zugtragfähigkeit der Verankerung untersucht werden. Das kann unter anderem darauf zurückgeführt werden, dass den derzeit zugelassenen FVK-Verbindungsmitteln nur Normalkräfte zugeordnet werden können (*DIBt 11/2016; DIBt 8/2015*).

Bestehende Untersuchungen zu zyklischer Belastung in Stablängsrichtung dokumentieren unterschiedliche Erkenntnisse. Nach *Balazs u. Koch 1992* und *Katz 2000* kommt es in Folge zyklischer Belastung von Stahlbewehrung zu einer Zunahme der Verbundfestigkeit. *Shield et al. 1997* stellt bei GFK-Bewehrung weder eine Zunahme noch eine Verminderung fest und *Katz 2000* eine stababhängige Festigkeitsabnahme von 20 % bis 50 % bei Stäben die im Wasser (60°C) gelagert werden. Abweichend von den Anforderungen an Bewehrung unterliegen Verbindungsmittel in Sandwichwänden nur 22.100 Lastzyklen, die maßgebend aus einer Temperaturbelastung resultieren (*DIBt 1995*). Da bei Erwärmung der Fassadenplatte immer eine Ausdehnung in der Plattenebene als auch ein Schüsseln infolge Temperaturgradient auftritt (*Pahn 2011b*), sind sowohl der Einfluss in Längs- und Querrichtung des Verbindungsmittels zu untersuchen.

Unabhängig der Einwirkung kommt es beim Versagen infolge einer Dauerlast zu einer ausgeprägten Verformungszunahme und einem plötzlichen Verformungsanstieg zum Versagenszeitpunkt (Abb. 4.53). Diese Verformungszunahme ist ein Indikator für eine Schädigung im Stab.

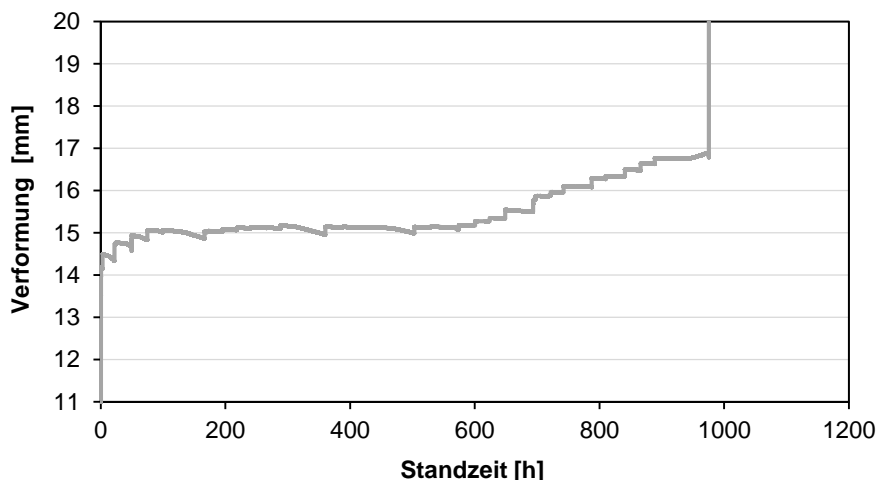


Abb. 4.53: Im Versuch ermittelte Kriechkurve von GFK-Bewehrung bei Zugbelastung und Exposition (Keller et al. 2017)

4.6.2 Probekörper

Als Probekörper werden rechteckige Platten mit der Standardmischung MB5 hergestellt. Das Verbindungsmittel wird zentrisch angeordnet. Die Abmessungen sowie die Randbedingungen der Herstellung und Lagerung entsprechen Abschnitt 4.5.2

4.6.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Das Ziel des Versuchsprogramms ist die Untersuchung des Langzeitrtragverhaltens der Verankerung. Dazu wird zunächst die statische, charakteristische Bruchlast der Versuchsreihe 1 bei Zugbeanspruchung nach *ETAG 001* ermittelt. Diese Ergebnisse dienen als Referenz und zur Ermittlung des Lastniveaus für die Versuche mit wiederholter Belastung in Stablängsachse. An einem Teil der Probekörper werden Dauerlastversuche in Kombination mit zyklischen Versuchen sowie ausschließlich zyklische Versuche durchgeführt. Versuche mit Dauerlast und zyklischer Belastung werden aufgrund der langen Standzeit nur für eine Bauteildicke von 40 mm durchgeführt. Dadurch wird sichergestellt, dass es innerhalb der zyklischen Versuche zu keinem Betonversagen kommt. Die Einlagerungsdauer von 2500 Stunden orientiert sich an Erkenntnissen von dauerhaften Zugversuchen. Eigene Untersuchungen haben gezeigt, dass nach diesem Zeitraum, bei einer Lagerung in Wasser bei 60°C, bereits ein Festigkeitsabfall von ca. 50 % festzustellen ist (Keller et al. 2017). Diese Erkenntnis wird auf das Langzeitverhalten der Verankerung übertragen und unterstellt.

Für die Dauerlastversuche werden die Probekörper zunächst in den Versuchsstand eingebaut und die Verbindungsmittel quer zur Stablängsachse belastet. Diese ständige Last simuliert die Eigenlast der Fassadenplatte. Während der gesamten Standzeit sind die Probekörper einer Exposition aus Feuchtigkeit und erhöhter Temperatur ausgesetzt. Durch die Lagerung im Wasserbad werden Alkalien aus dem Beton gelöst, die das Verbindungsmittel zusätzlich schädigen. Die dauerhaft aufgebrachte Temperatur von 60°C beschleunigt die chemische Degradation des Verbindungsmittels. Nach der Standzeit werden die Probekörper aus dem Versuchsstand ausgebaut. Anschließend erfolgen Versuche mit wiederholter Belastung in Anlehnung an *ETAG 001* und *DIBt 1995*. Die zyklische Belastung entspricht den auftretenden Lasten über die Lebensdauer einer Stahlbetonwandtafel.

Bei den zyklischen Versuchen werden die Verbindungsmittel zunächst quer zur Stablängsachse belastet. Diese Belastung resultiert aus einer Ausdehnung oder Verkürzung der Fassade in Plattenebene infolge Erwärmung oder Abkühlung. Das zwingt den Verbindungsmitteln zyklisch widerkehrende und wechselnde Querverformungen auf (vgl. Abs. 2.3). Innerhalb dieser Versuche wird eine Last und keine Verformung aufgebracht. Die Verformung ist abhängig von der Plattengröße und dadurch variabel. Aus diesem Grund wird als Grenzwert die dauerhafte Zugspannung des Verbindungsmittels $f_{td} = 445 \text{ N/mm}^2$ (*DIBt 2014*) angesetzt. Mit dieser Spannung und der kleinsten Dämmstoffdicke bei mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln (Abs. 2.3.3) wird die Versuchslast quer zum Thermoanker berechnet. Das hat die größte Scherbeanspruchung zur Folge. Der Versuch ist kraftgesteuert und ist nach 22.100 wechselseitigen Zyklen beendet.

Danach erfolgt eine zyklische Belastung der Verbindungsmittel in Längsrichtung. Diese Belastung resultiert aus einem temperaturbedingten Schüsseln der Vorsatzschale. In diesem Fall werden insbesondere die Verbindungsmittel in den Bauteilecken auf Zug beansprucht. Die Beanspruchung im Versuch ergibt sich in Anlehnung an *ETAG 001* und beträgt 60 % der charakteristischen Auszugstragfähigkeit $F_{Rk,0}$. Der Thermoanker wird insgesamt 22.100 Mal bis zur jeweiligen Maximallast beansprucht und anschließend vollständig entlastet. Danach werden die Probekörper aus dem Versuchsstand ausgebaut. Nach der Beanspruchung durch die Dauerlast und wiederholter Belastung in Längs- und Querrichtung erfolgt die Überprüfung des Verbundes auf Schädigungen. Dazu wird die Zugtragfähigkeit der Verankerung ermittelt. Das Versuchsprogramm ist in Tab. 4.12 zusammengefasst.

Tab. 4.12: Versuchsprogramm zur Untersuchung des Langzeitverhaltens der Verankerung

Verbin- dungsmittel	Höhe h [mm]	Vorbelastung [-]	Anzahl [-]	Beton [-]	$f_{ctm,fl}$ [N/mm²]	Alter [d]
GFK- Verbindungs- mittel Ø12 / $\alpha = 15^\circ$	25	keine	5	MB5	15,76	24
		zykl. Belastung in Längs- und Querrichtung			11,34	42
	30	keine	5		15,76	24
		zykl. Belastung in Längs- und Querrichtung			11,34	42
	40	keine	5		19,01	303
		2500 h bei 60°C im Wasserbad mit Belastung und zykl. Belastung in Längs- und Querrichtung	7		18,69	318

4.6.3.1 Statische Zugtragfähigkeit der Verankerung

Der detaillierte Versuchsaufbau ist in Abs. 4.5.3.1 beschrieben. Die Öffnung des Kreisrings beträgt $r_i = 4 \times h$.

4.6.3.2 Dauerlastversuche

In der nachfolgenden Abb. 4.54 ist der Versuchsaufbau für bis zu sieben Probekörper dargestellt. Dabei handelt es sich um ein temperiertes Wasserbecken, in dem mehrere Betonplatten eingebaut werden können. Über angebrachte Umlenkrollen ist es möglich, vertikal eingebaute Verbindungsmittel, quer zur Stablängsachse, einer Dauerlast auszusetzen. Auf der gegenüberliegenden Seite werden die Verformungen mit einer Messuhr aufgenommen. Das Becken wird während des Versuchs mit 0,5 mm PVC-Folie und zusätzlichen Wärmedämmplatten abgedeckt.

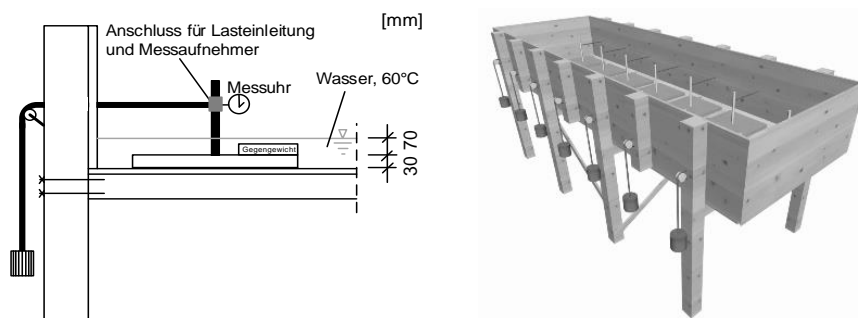


Abb. 4.54: Versuchsaufbau zur Dauerbelastung von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Stabquerrichtung, links: Detail; rechts: gesamter Versuchsstand

Während des gesamten Versuches werden die Verformungen quer zur Stablängsachse mit Messuhren gemessen. In der ersten Stunde beträgt das Messintervall zehn Minuten und wird anschließend stündlich fortgesetzt. Nach einer Standzeit von 24 Stunden werden die Messwerte wöchentlich abgelesen. Wie in der Prinzipskizze in Abb. 4.54 zu sehen, werden die Messuhren außerhalb des Beckens befestigt und mit einer dünnen Drahtlitze in einer definierten Höhe x_{max} mit dem Thermoanker verbunden. Die verwendete Dauerlast von 750 N ergibt sich aus der Annahme einer 55 mm dicken Vorsatzschale aus UHPC und einem Verbindungsmittelraster von 60 x 60 cm. Die Last wird um den Teilsicherheitsbeiwert für Thermoanker um $\gamma_{M,GFK} = 1,5$ erhöht. Der Lastangriffspunkt x_{max} resultiert aus einer Dämmstoffdicke von $d_D = 18 \text{ cm}$ und einer gewählten Vorsatzschalendicke $d_{VS} = 4 \text{ cm}$. Die freie Länge des Stabes wird um den Faktor 0,5 reduziert, da es sich bei den Probekörpern um einen einseitig eingespannten Stab handelt. Durch die Halbierung erzeugt die Belastung die gleichen Schnittgrößen wie bei der realen beidseitigen Einspannung innerhalb einer mehrschichtigen Stahlbetonwandtafel.

4.6.3.3 Zyklische Versuche in Querrichtung

Der Versuchsaufbau ist in der nachfolgenden Abb. 4.55 dargestellt.

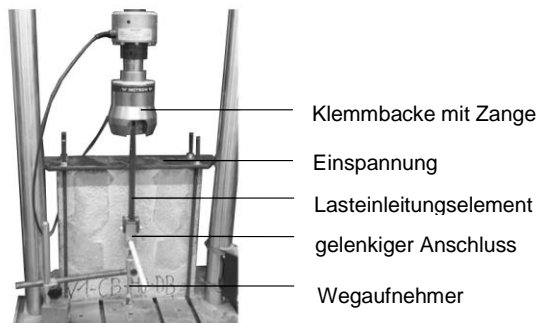


Abb. 4.55: Versuchsaufbau - Versuche mit wiederholter Belastung quer zur Stablängsachse

Der Probekörper wird hochkant in den Prüfraum eingebaut und mit einer Kopfplatte und vier Gewindestangen in seiner Lage gesichert. Mithilfe eines gelenkigen Lasteinleitungselements kann die Last in einem Abstand von 3 cm zur Plattenoberkante aufgebracht werden. Mit dem minimalen Abstand x_{min} ist sichergestellt, dass die Verankerung nahezu ausschließlich auf Querkraft beansprucht wird. Die aufgebrachte Einzellast beträgt $F_Q = 2,52 \text{ kN}$ und ergibt sich aus der zulässigen Zugspannung $f_{td} = 445 \text{ N/mm}^2$ des Verbindungsmittels für das statische System eines einseitig eingespannten Stabes (vgl. 4.6.3.2). Diese zyklisch wechselseitige Belastung wird kraftgesteuert sinusförmig aufgebracht. Das Belastungskollektiv entspricht *DIBt 1995* und setzt sich wie in Abb. 4.56 dargestellt zusammen:

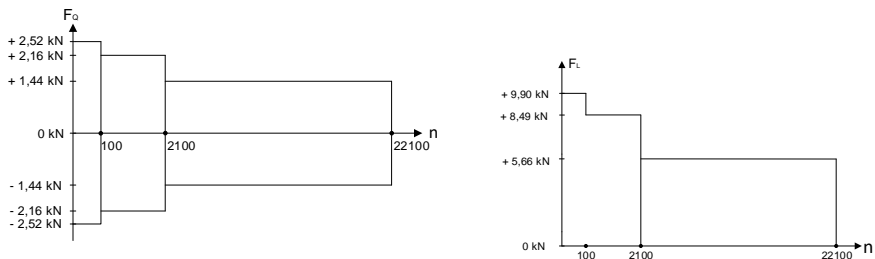


Abb. 4.56: Zyklus-Kraft-Diagramm zur Darstellung des Lastkollektivs in: links: Querrichtung; rechts: Längsrichtung

4.6.3.4 Zyklische Versuche in Längsrichtung

Der Probekörper wird auf der Unterseite stehend in den Prüfraumen eingebaut, darauf eine Stahlplatte mit einer Kreisringöffnung gelegt und der Probekörper mit Hohlprofilen und Gewindestangen befestigt (s. Abb. 4.57).

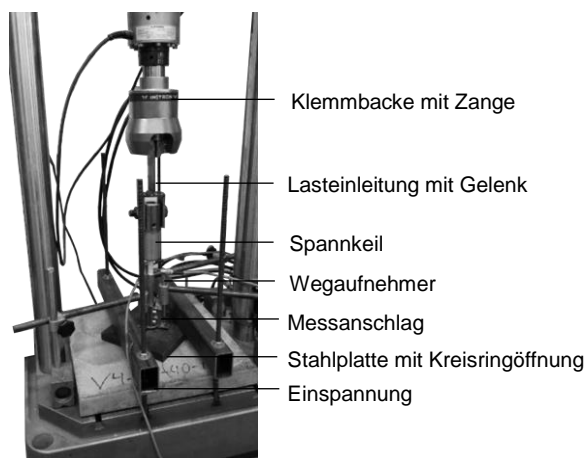


Abb. 4.57: Versuchsaufbau – Versuche mit wiederholter Belastung in Stablängsachse

Analog zu Abs. 4.5.3 wird ein Messanschlag verwendet und drei Wegaufnehmer aufgesetzt. Mithilfe eines Spannkeils kann das Stabende verankert und das Lastkollektiv in Abb. 4.56 durchgeführt werden. Die Last $N_{max,zykl.}$ beträgt 60% der Ergebnisse der Referenzversuche (ETAG 001).

4.6.4 Ergebnisse

In Abb. 4.58 sind die Langzeitverformungen infolge der quer zur Verbindungsmittellängsachse aufgetragenen Belastung und der Exposition aus Feuchtigkeit und Temperatur dargestellt. Diese betragen im Mittel 4,7 mm. Es zeigt sich, dass es bei Belastung zu einer großen initialen Verformung kommt. Anschließend verlaufen die Kriechkurven nahezu konstant oder steigen nur gering an. Eine

Korrelation mit der Kriechkurve in Abb. 4.53 ist nicht gegeben. Daher ist davon auszugehen, dass das Verbindungsmittel ungeschädigt ist. Die Versuche V4 und V5 zeigen aufgrund einer Verformungsabnahme unplausible Ergebnisse. Das ist auf ein geringfügiges Lösen der Drahtlitze zwischen Probekörper und Messuhr zurückzuführen. Die Versuche V1 und V3 zeigen eine irreversible Kriechverformung von ca. 0,54 mm bis 1,15 mm.

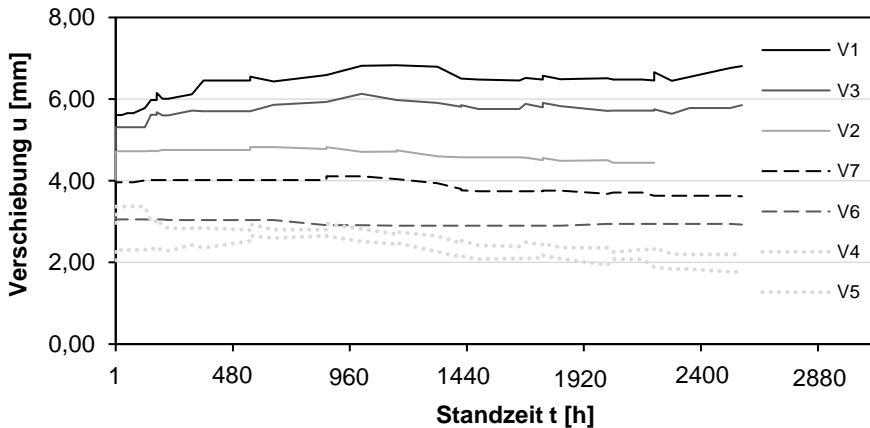


Abb. 4.58: Langzeit Verformungsmessung von quer zur Stablängsachse belasteten FVK-Verbindungsmitteln

Im Ergebnis zeigen die Versuche, dass die jeweilige Vorbelastung keinen Einfluss auf die Zugtragfähigkeit der Verankerungen hat. Sowohl die Auswertung der Kraft-Weg-Verläufe (Anhang H) als auch der Bruchlasten (Abb. 4.59) zeigen ein gleichbleibendes Trag- und Verformungsverhalten bei einer ähnlichen Streuung der Versuchsergebnisse. Die unterschiedliche Betonfestigkeit wird bei der Auswertung der Ergebnisse nach ETAG 001 berücksichtigt.

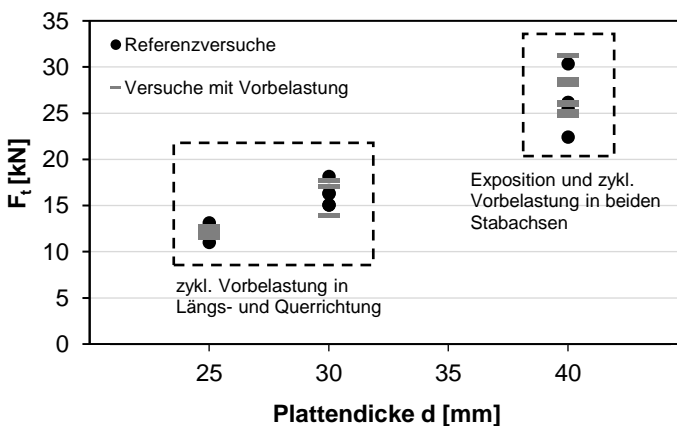


Abb. 4.59: Zugtragfähigkeiten der Verankerung - Versuchsergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss einer dauerhaften und zyklischen Belastung

4.6.5 Diskussion und Schlussfolgerung

Trotz einer dauerhaften Randzugspannung von ca. 445 N/mm² konnte keine Degradation der Verankerung festgestellt werden die einen Abfall der Tragfähigkeit verursacht. Die Kriechkurven zeigen sehr unterschiedliche initiale Verformungen der Verbindungsmittel. Das ist vermutlich auf die variierende Ausführung der Einbindestelle zurückzuführen. Kann sich eine Stabrippe direkt auf dem Beton abstützen, ist die Verformung insgesamt geringer. Aufgrund des nahezu konstanten Verformungsverlaufes kann keine Materialdegradation unterstellt werden. Selbiges gilt für die zyklischen Versuche in Längs- und Querrichtung.

Eine Schädigung des UHPCs trat ebenfalls nicht auf und kann ausgeschlossen werden. Das kann anhand der statischen Versuche prognostiziert werden. Sind nach dem Versuch die Betonkonsolen intakt, wird der Beton nicht bemessungsmaßgebend. Grund dafür sind insbesondere die geringen auftretenden Lastspielzahlen. Für das in den Untersuchungen verwendete Verbindungsmittel kann davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse auf andere Durchmesser und Ankerkopfwinkel – bei mindestens gleichem oder kleinerem d/h_{eff} Verhältnis (Abb. 4.43) – übertragbar sind. Für die Bemessung der Zugtragfähigkeit der Verankerung können die Ergebnisse der statischen Prüfung herangezogen werden. Das gilt für Fassadenplatten auf Basis der untersuchten UHPC-Rezepturen nach Tab. 3.1.

Bei abweichenden FVK-Verbindungsmitteln ist prinzipiell eine Prüfung der Dauerhaftigkeit der Verankerung erforderlich. Die durchgeführten Versuche lassen keine Übertragbarkeit auf andere Verbindungsmittel zu. Der Grund sind die nahezu unendlichen denkbaren Kombinationen aus (modifizierten) Matrices, Fasern, Schichten, Zusatzstoffen, Oberflächenbeschaffenheiten, Verbundmechanismen sowie Produktionsabläufen, die in der Regel nur dem Hersteller bekannt sind. Weiterhin spielen die mechanischen Eigenschaften und die Rezeptur des Verankerungsgrundes aus Beton eine entscheidende Rolle.

4.7 Versuche im Fassadenprüfstand zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens

Ziel der Versuche ist die Untersuchung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens von unbewehrten UHPC-Platten als Bestandteil einer mehrschichtigen Stahlbetonwandtafel. Die Ergebnisse dienen zur Plausibilitätskontrolle der durchgeführten numerischen Untersuchungen und zeigen den Einfluss von unterschiedlichen Einwirkungen und Expositionen. Weiterhin werden die Versuche zur Überprüfung des aufzustellenden Bemessungskonzepts verwendet, dass auf Basis der Ergebnisse der Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Probekörpern erarbeitet wird. Bei einem Großteil der Versuche werden die Verformungen mit einem 3D-Deformations-Messsystem aufgenommen. Der Versagensmechanismus wird mit einer Hochgeschwindigkeitskamera dokumentiert.

4.7.1 Stand des Wissens

Der Ansatz der ganzheitlichen Fassadenprüfung wird erstmals an der TU Kaiserslautern von *Chopradub 2010* zur Prüfung von Platten aus faserverstärktem

Feinkornbeton verfolgt. Als Belastung wird ein Winddruck und -sog simuliert. Weiterhin werden zyklische Unterdruckversuche mit einem Lastwechsel von $\pm 2 \text{ kN/m}^2$ und 20.000 Zyklen durchgeführt. Im Ergebnis wird ein Traglastabfall von 19 % festgestellt. Müller 2015 untersucht liegende, filigrane Sandwechelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton im Unterdruckversuch. Die Erweiterung des Prüfstandes um die optische Messtechnik ist in Schultz-C. 2014a dokumentiert. Weitere Prüfungen an GFK bewehrten UHPC-Fassadenplatten sind in Schultz-C. u. Pahn 2017 aufgeführt.

4.7.2 Probekörper

4.7.2.1 Geometrie, Herstellung und Lagerung

In der nachfolgenden

Abb. 4.60 ist die Geometrie der doppelsymmetrischen Probekörper dargestellt. Diese spiegelt einen Ausschnitt einer gewöhnlichen Stahlbetonwandtafel wieder und orientiert sich vorrangig an Untersuchungen von Utescher 1973 sowie von Pahn 2011a und Schnell 2010. Die Verbindungsmittelabstände a_{VM} und b_{VM} sind identisch, die Vorsatzschalen-, Wärmedämmschicht- und Tragschalendicke konstant. Auf drei Verbindungsmitteln werden jeweils drei DMS angeordnet. Diese werden in einem Winkel von 120° auf den Kreisquerschnitt der Thermoanker geklebt. Damit diese appliziert werden können, wird die Rippengeometrie der Verbindungsmittel auf einer Drehbank entfernt.

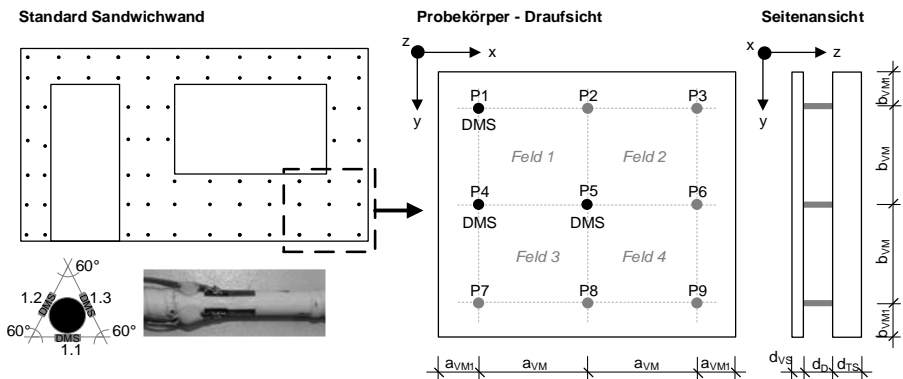


Abb. 4.60: Probekörpergeometrie des untersuchten Fassadenelements mit der Anordnung der DMS auf den Verbindungsmitteln

Insgesamt werden acht Probekörper in der Betonierhalle der TU Kaiserslautern hergestellt (Abb. 4.61). Dazu werden zunächst die Schalung vorbereitet und die Thermoanker lotrecht ausgerichtet und mit Holzleisten fixiert. Anschließend erfolgt die Betonage der Vorsatzschale. Nach der Betonage wird die Oberfläche mit einem feinen Sprühnebel aus Wasser benetzt und zweilagig mit einer PE-Folie und Bauplane abgedeckt. Das Ausschalen der Vorsatzschalen erfolgt nach einem Tag, dann werden die Platten gewendet und in die frisch betonierten Tragschalen eingebracht. Mit Winkeln können Trag- und Vorsatzschale parallel ausgerichtet werden. Abschließend erfolgt das Ausschalen der gesamten Elemente. Die Tragschalen sind konstruktiv mit

einer Betonstahlmatte Q524 auf der Ober- und Unterseite bewehrt. In Tab. 4.13 sind die geometrischen Abmessungen aufgeführt.

Tab. 4.13: Zusammenstellung der geometrischen Eigenschaften der Großversuche

Parameter	Abkürzung	Wert
Vorsatzschalendicke	d_{VS}	30 mm
Tragschalendicke	d_{TS}	150 mm
Dämmstoffdicke	d_D	60 und 200 mm
Verbindungsmittel	VM	GFK-Verbindungsmittel mit einem Ankerkopfwinkel von 15°
VM- Nenndurchmesser	d_n	8, 12 und 16 mm
VM-Abstand	$a_{VM} = b_{VM}$	500 mm
VM-Randabstand	$a_{VM1} = b_{VM1}$	150 mm



Abb. 4.61: Herstellung der Großversuche: 1) Schalung mit ausgerichteten Verbindungsmitteln und Betonage der Vorsatzschale, 2) Nachbehandlung der Vorsatzschale mit einer oberflächennahe PE-Folie und einer Abdeckplane, 3) ausgeschaltete Vorsatzschale, 4) Einheben der Vorsatzschale in die frisch betonierten Tragschalen

4.7.3 Versuchsprogramm, -aufbau und -durchführung

Die Probekörperbezeichnung folgt dem Schema in Abb. 4.62.

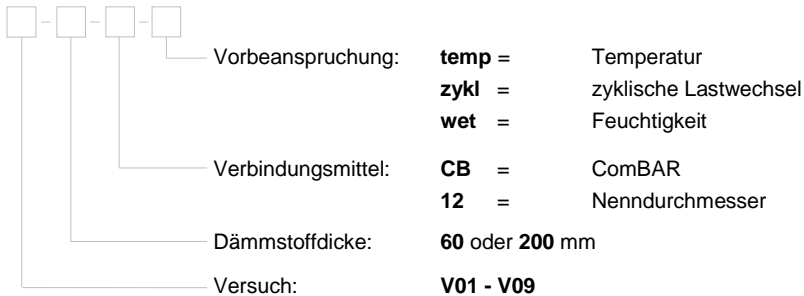


Abb. 4.62: Bezeichnung der großformatigen Probekörper

Alle Versuchskörper werden unabhängig von der Vorbeanspruchung im Unterdruckversuch bis zum Versagen belastet. Die Vorbeanspruchungen ergeben sich aus den maßgebenden und prüftechnisch zu realisierenden Expositionen aus Abs. 2.2.1. Überdruckversuche sind aus sicherheitstechnischen Gründen nicht möglich. Die jeweiligen Versuchsaufbauten sind in den folgenden Abschnitten beschrieben. Das Versuchsprogramm ist in Tab. 4.14 aufgeführt.

Tab. 4.14: Versuchsprogramm der Großversuche am Fassadensystem

Bezeichnung	Beanspruchung		Anmerkungen	Anzahl
	Vorbelastung	Versuch		
V01-200-CB12-temp	Temperatur		60°C	
V02-200-CB12-dyn	zyklischer Unterdruck		22100 Lastwechsel nach (DIBt 1995)	
V03-200-CB12-wet	Feuchtigkeit		Beregnungsanlage	
V04-200-CB12				
V05-200-CB12		Unterdruck		1
V06-200-CB8			lokale Steifigkeitsverringern in Plattenmitte	
V07-200-CB16	ohne		lokale Steifigkeitserhöhung in Plattenmitte	
V08-060-CB12			Steifigkeitsänderung in der gesamten Unterkonstruktion	

4.7.3.1 Material und Eigenschaften

Als Betonmischung wird die Standardmischung MB5 verwendet sowie GFK-Verbindungsmittel mit einem Nenndurchmesser von 12 mm und einem Ankerkopf von 15°. Auf die Anordnung einer Wärmedämmung muss aus versuchstechnischen Gründen verzichtet werden. Zur Nachrechnung der Großversuche werden die Druck-, Biegezugfestigkeit und das Elastizitätsmodul an jeweils drei kleinformigen Probekörpern ermittelt. Die Probekörper werden analog zu den Großversuche gelagert und zum Zeitpunkt des jeweiligen Großversuchs im trockenen Zustand nach *DIN EN 12390-3*, *DIN 1048-5* und *DIN EN 196-1* geprüft. Bei Prüfungen an zwei aufeinanderfolgenden Tagen werden die Materialeigenschaften einmalig bestimmt. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle Tab. 4.15 aufgeführt.

Tab. 4.15: Ermittelte Materialeigenschaften der Fassadenplatte

Bezeichnung	$f_{ck,cube}$	$f_{ctm,fl,l,h=40mm}$	$f_{ctm,fl,l}^1$	f_{ctm}^1	E_{cm}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V01-200-CB12-temp	135,98	10,16	21,19	5,66	46.790,19
V02-200-CB12-dyn	139,72	11,95	24,93	6,66	47.115,76
V03-200-CB12-wet	150,78	10,86	22,66	6,05	46.290,60
V04-200-CB12					
V05-200-CB12	132,82	10,89	22,72	6,07	44.788,97
V06-200-CB8	135,44	11,30	23,57	6,30	45.923,33
V07-200-CB16	143,56	11,88	24,78	6,62	47.979,36
V08-060-CB12	131,26	11,33	23,64	6,31	43.754,12

¹bestimmt nach Abs. 4.3 anhand der Ergebnisse der Biegezugprüfung nach (DIN EN 196-1)

4.7.3.2 Statische Belastungsversuche

Damit die Fassade durch eine Flächenlast belastet werden kann, muss der Hohlraum zwischen Trag- und Vorsatzschale luftdicht verschlossen sein. Dazu wird ein vierteiliger Stahlrahmen um den Probekörper angebracht. Der Stahlrahmen besteht aus 15 mm dickem Flachstahl und wird mit eingeschweißten Längs- und Querrippen zusätzlich ausgesteift um die Verformungen zu begrenzen. Durch eine zusätzliche, geringfügige Überdimensionierung der Abmessungen ist dieser selbsttragend und stützt sich nicht auf dem Probekörper ab. Mithilfe von Langlöchern können kleinere Unregelmäßigkeiten ausgeglichen werden. Für den Anschluss einer Vakuumpumpe, und den Manometern sowie dem Hinausführen von Messkabeln sind mehrere Öffnungen vorgesehen. Die Stoßfugen zwischen Beton und Stahl werden mit einlagigem, vakuumdichten TackyTape abgedichtet. Um eine freihängende Vorsatzschale zu simulieren, wird die Tragschale rückseitig an einer Stahlstütze befestigt und am Fußpunkt durch eine Lagerungskonstruktion aus einem Stahlträger und Elastomer unterstützt. In Abb. 4.63 ist eine Explosionszeichnung des Rahmens abgebildet.

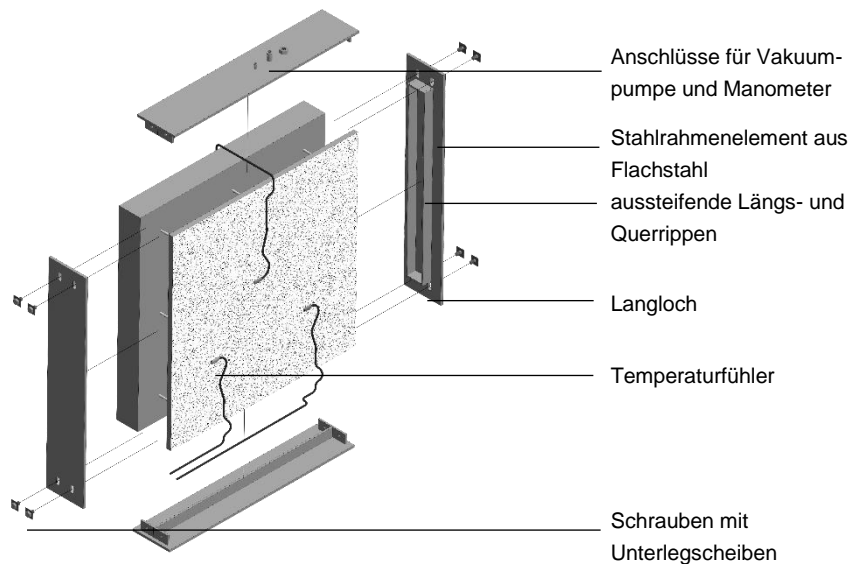


Abb. 4.63: Verkleidung des Probekörpers mittels eines luftdichten Stahlrahmens

Für die 3D-Verformungsmessung muss eine Signalisierung auf der Fassadenoberfläche aufgebracht werden. Diese besteht aus einem willkürlichen, stochastischen Muster mit weißer und schwarzer Farbe. Um den Probekörper zu belasten wird die Luft aus dem abgedichteten Hohlraum entzogen. Es entsteht eine Differenz zwischen Innen- und Außendruck der zur vollflächigen Belastung der Vorsatzschale führt. Die Lastaufbringung wird über eine Steuerungseinheit kraftgeregelt (Abb. 4.64). Über ein Ventil im Luft-Absaug-Strang kann die Versuchsgeschwindigkeit durch eine Verringerung des Leitungsquerschnitts angepasst werden. Während des Versuchs wird der Innen- und Außendruck mit einem Manometer gemessen. Aus der Differenz des Innen- und Außendrucks ergibt sich die Belastung im Versuch. Neben der optischen Verformungsmessung der Fassadenplatte befinden sich je drei Dehnmessstreifen (DMS) auf drei Verbindungsmitteln (siehe Abb. 4.60).

Die DMS-Messung wird mit 2 Hz und die 3D-Verformungsmessung der Fassadenplatte mit 1 Hz durchgeführt. Als effektive Aufnahmegeschwindigkeit für die Hochgeschwindigkeitskamera haben sich bei Vorversuchen (Schultz-C. 2014a) 1500 Hz bei einer Auflösung von 768x768 Pixeln ergeben. Für die 3D-Verformungsmessung wird die maximale Auflösung von 1024x1024 Pixeln verwendet. Die Genauigkeit der Messung beträgt 20 $\mu\text{m/m}$ in x/y-Richtung und 40 $\mu\text{m/m}$ in z-Richtung.

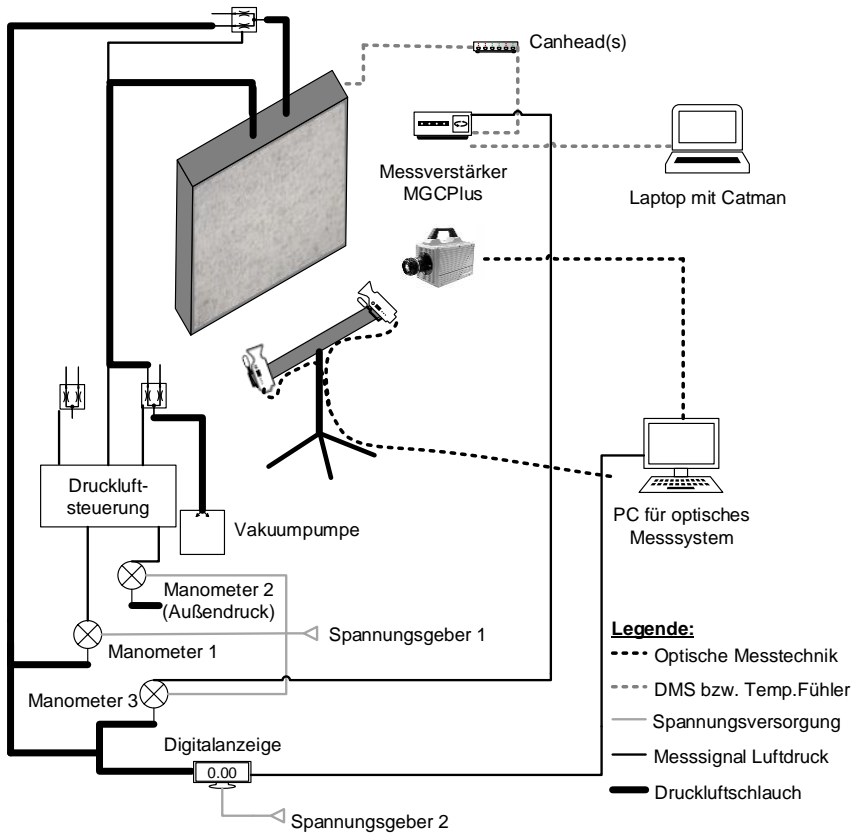


Abb. 4.64: Schaltplan und prinzipieller Aufbau der statischen Unterdruckversuche

4.7.3.3 Dynamischer Belastungsversuch

Über die Druckluftsteuerung können obere und untere Grenzen definiert werden. So ist es möglich, ein Ventil ab einem bestimmten Druck zu schließen bzw. zu öffnen. Bei der Öffnung wird der Probekörper belastet und bei geschlossenem Ventil stoppt der Versuch. Damit sich der Probekörper bei geschlossenem Ventil selbst entlastet, muss im Versuchsaufbau eine planmäßige Undichtigkeit angeordnet werden. Das kann über Stellschrauben erfolgen, die im Versuchsrahmen angeordnet sind. Um einen sinusförmigen Belastungszyklus zu erreichen, muss die Entlastungszeit der Belastungszeit entsprechen.

$$t_{\text{ansaug}} = t_{\text{ausström}} \quad (4.26)$$

Vor dem Beginn des Versuchs wird der Probekörper mit $0,5 \text{ kN/m}^2$ vorbelastet und anschließend erfolgt die zyklische Belastung in Anlehnung an die Vorgaben von *DIBt* 1995 für Temperaturbeanspruchungen (Tab. 4.16). Die Annahme der 22.100 Lastspiele wird für eine Windbelastung übertragen und soll diese über die Lebensdauer eines mehrschichtigen Wanelements abbilden.

Tab. 4.16: Durchgeführte Belastungszyklen im Unterdruckversuch

Versuch	Lastzyklen	Amplitude
V03-200-CB12_dyn	20000	2,0 kN/m ²
	2000	3,0 kN/m ²
	100	3,5 kN/m ²

Die Verformungsmessung erfolgt aufgrund der langen Versuchslaufzeit mit fünf Wegaufnehmern. Diese sind jeweils in der Mitte aller vier Plattenfelder und auf dem Verbindungsmittel in Bauteilmitte angeordnet.

4.7.3.4 Versuch mit hygrischer Einwirkung

Bei den Versuchen mit hygrischer Einwirkung wird eine direkte Beregnung mit zwei Beregnungselementen simuliert. Diese sind beweglich und beregnen die Fassadenplatte in vertikaler Richtung. Die Beregnung wird durchgeführt, bis keine weitere Verformungszunahme infolge Quellen gemessen werden kann. Die Verformungsmessung erfolgt mittels dreier wasserdichter Wegaufnehmer auf dem mittlerem Verbindungsmittel und den beiden oberen Plattenfeldern. Diese Wegaufnehmer werden ebenfalls im statischen Versuch verwendet. Da die Signalisierungsfarbe die Fassadenoberfläche versiegelt, muss auf eine 3D-Verformungsmessung verzichtet werden. Deshalb kommen Wegaufnehmer mit einer eigens angefertigten, schlagfesten Schutzkonstruktion aus Stahl zum Einsatz. Bevor der Versuch startet, wird der Probekörper mithilfe einer Nasszelle umbaut, damit die umgebende Messtechnik vor Spritzwasser geschützt ist. Während des Versuchs werden neben der Plattenverformung, die Temperatur des Wassers sowie der Volumenstrom gemessen (Abb. 4.65). Anschließend erfolgt die Belastung bis zum Bruch.

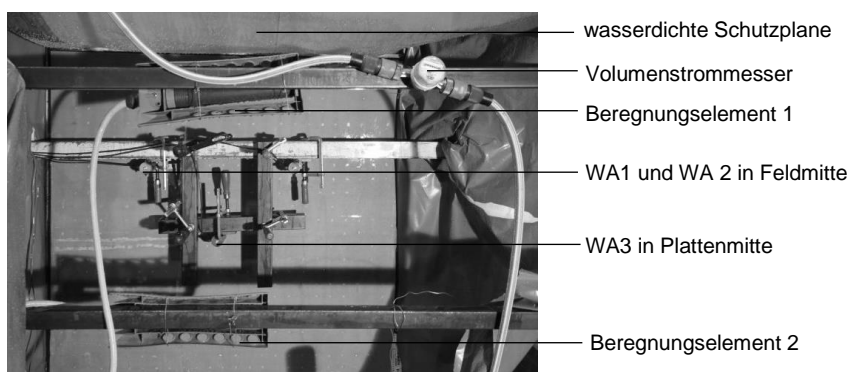


Abb. 4.65: Versuchsaufbau innerhalb der Nasszelle zur Untersuchung des Einflusses von hygrischer Einwirkung

4.7.3.5 Versuch unter erhöhter Temperatur

Als Wärmequelle im Temperaturversuch dient ein 3000 W Infrarotstrahler, der über eine separate Temperatur- und Zeitsteuerungseinheit verfügt. Dieser wird in etwa einem Meter Abstand vor dem Probekörper angeordnet und erhitzt die Fassadenplatte kontinuierlich bis auf ca. 60°C (Abb. 4.66). Da der Infrarotstrahler im Messfeld des 3D-Verformungsmesssystems steht, kann keine kontinuierliche Messung während des Erwärmungsprozesses erfolgen. Zur Temperaturmessung werden jeweils drei Temperaturfühler PT100 auf der Vorder- und Rückseite der Fassade angeordnet (Abb. 4.63), die mit Aluminiumfolie vor direkter Bestrahlung abgeschirmt sind. Eine vollflächige Messung der Oberflächentemperatur sowie der 3D-Verformung erfolgt bei definierten Temperaturlaststufen von je 5 K. Dazu wird eine Thermografiekamera Testo 875 IR verwendet.

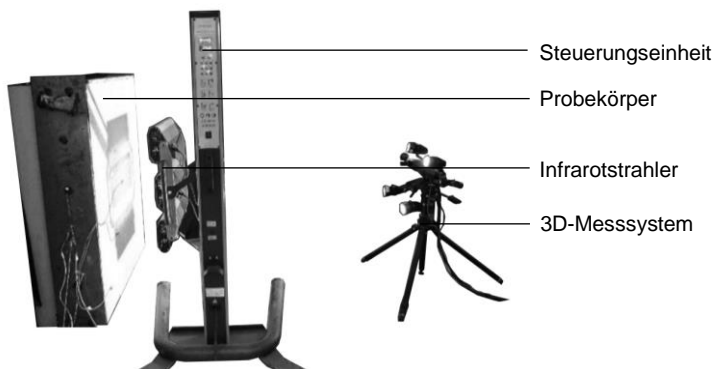


Abb. 4.66: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Einflusses von erhöhter Temperatur

4.7.4 Ergebnisse

4.7.4.1 Hygrische-, thermische und dynamische Vorbelastung

Die Ergebnisse in Abb. 4.67 zeigen, dass ein Quellen des Betons infolge der direkten Beregnung festgestellt werden kann (vgl. Abs. 4.1). Das hat zur Folge, dass sich die Fassadenplatte nach außen wölbt. Dadurch erfahren die Verbindungsmittel im Randbereich Druck und in der Mitte Zug. Die Zugspannung im Verbindungsmittel nimmt zu Beginn stark zu, bleibt konstant und fällt anschließend geringfügig ab. Der statische Versuch beginnt nach 125 min. Ab diesem Zeitpunkt kann eine Stagnation der Quellverformungen ausgemacht werden. Anhand der mittleren Verformung und des Zug-Elastizitätsmoduls (Tab. 3.5) lässt sich die maximale Belastung der Verbindungsmittel mit ca. 12 N/mm² angeben.

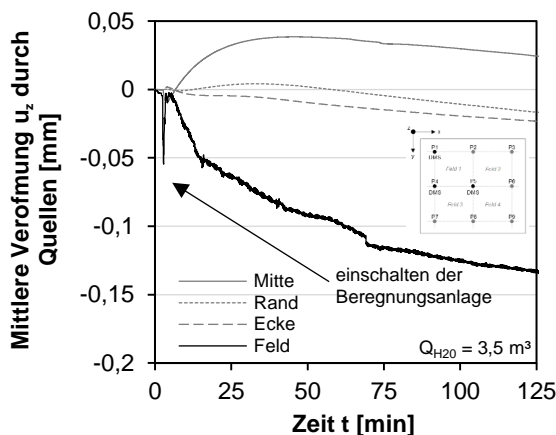


Abb. 4.67: Gemessene Verformung infolge einer direkten Beregnung der Fassadenplatte des Probekörpers V04-200-CB12-wet

In Abb. 4.68 sind die Ergebnisse der Vorbelastung infolge Temperatur des Probekörpers V01-200-CB12-temp dargestellt. Während der ca. 300-minütigen Erwärmungsphase wird mindestens alle 5 K eine Verformungs- und Thermografiemessung durchgeführt. Dazu muss der Infrarotheizstrahler ausgeschaltet werden, wodurch es zu Diskontinuitäten im Temperatur-Verformungs-Verlauf kommt. Die Ergebnisse der Temperaturmessung zeigen eine gleichmäßige Erwärmung mit einer maximalen Temperatur in Plattenmitte, die zum Plattenrand hin abnimmt. Insgesamt zeigt der Anstieg der Verformungslinie einen linearen Verlauf.

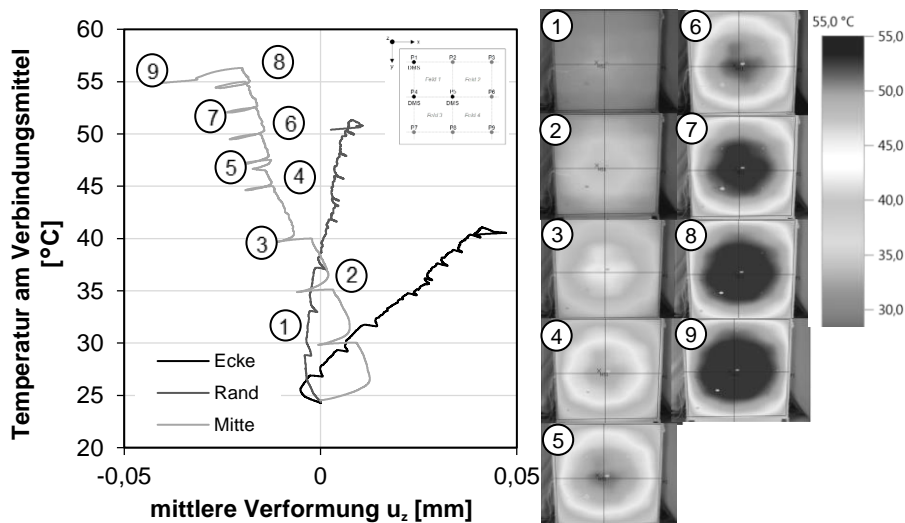


Abb. 4.68: Gemessene mittlere Verformung infolge einer Temperaturbeanspruchung der Fassadenplatte des Probekörpers V01-200-CB12-temp

Während das mittlere Verbindungsmittel eine Zugbelastung erfährt, kommt es bei den anderen zu einer Druckbelastung, wodurch eine Analogie zur Vorbelastung infolge

Feuchtigkeit besteht. Mit dem Druck-Elastizitätsmodul nach Tab. 3.5 zeigt sich eine maximale Belastung der Verbindungsmittel in ähnlicher Größenordnung von in etwa 13 N/mm^2 . Die durch die dynamische Belastung hervorgerufenen Verformungen sind so gering, dass diese nicht vom Messrauschen separiert und dargestellt werden können. Eine Restverformung zum Ende des Versuchs ist nicht festzustellen.

4.7.4.2 Statische Belastungsversuche

Fassadenplatte

In Abb. 4.69 sind die Kraft-Verformungslinien der Versuche V01 bis V04 dargestellt. Dabei wird ein Mittelwert aus den maximalen Verformungen der vier Feldbereiche gebildet. Bei allen Versuchen ist ein linearer Anstieg des Verlaufes zu erkennen. Die Versuche V01 und V04 zeigen zudem einen nicht-linearen Last-Verformungsverlauf auf Maximallastniveau mit einer Verformungszunahme von ungefähr $0,05 - 0,1 \text{ mm}$ kurz vor dem Versagen. Es zeigt sich, dass sowohl eine dynamische Vorbelastung als auch Feuchtigkeit keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten hat. Infolge einer Temperaturbelastung von 56°C ergibt sich hingegen eine eindeutige Traglastreduktion. Die Unstetigkeit bei Versuch V04 ist auf eine Undichtigkeit im Versuchsaufbau zurückzuführen, die während der Versuchsdurchführung behoben wird.

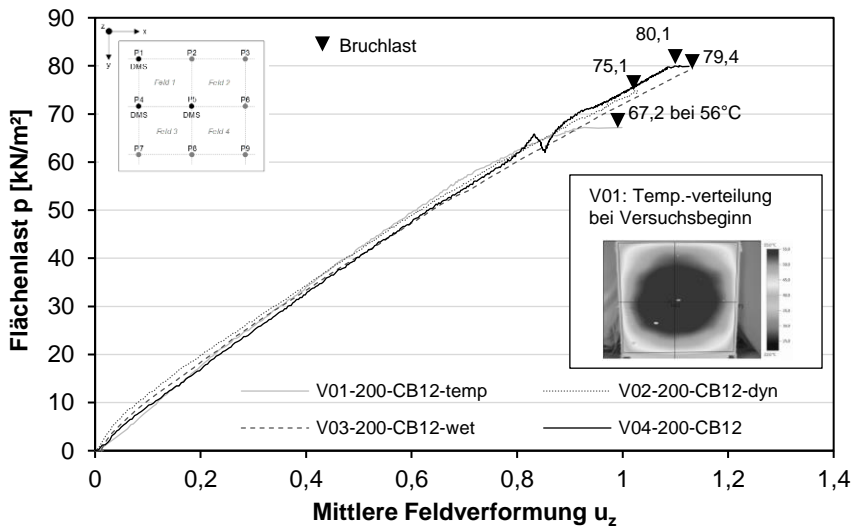


Abb. 4.69: Kraft-Verformungs-Linien der statischen Belastungsversuche infolge Unterdruck an vorbelasteten Fassadenplatten

In Abb. 4.70 sind die Versuchsergebnisse dargestellt, die zur Untersuchung einer lokalen und globalen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion dienen. Es zeigt sich, dass die beiden Versuche V04 und V05 über eine gleiche Steifigkeit verfügen. Durch die Reduktion der Dicke der Wärmedämmschicht d_d auf 60 mm wird die max. Traglast um ca. 20% und die max. Verformung um ca. 50% reduziert. Die Variation des mittleren Verbindungsmittels zeigt ebenfalls Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten. Infolge der Anordnung eines Verbindungsmittels mit $d_n =$

16 mm in Plattenmitte zeigt sich ein steiferes Bauteilverhalten, eine geringfügige höhere Feldverformung sowie Traglast. Durch die Reduzierung des Verbindungsmittelquerschnitts des Mittelpins auf $d_n = 8 \text{ mm}$ resultiert eine deutliche Traglastreduzierung und ein weicherer Bauteilverhalten.

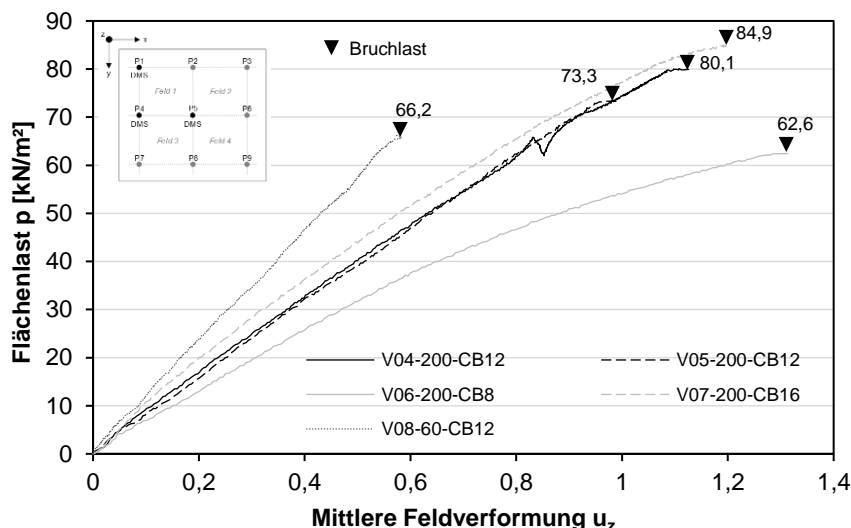


Abb. 4.70: Kraft-Verformungs-Linien der statischen Belastungsversuche infolge Unterdruck zur Untersuchung des Einflusses der Steifigkeit der Unterkonstruktion

Verbindungsmittel

Die Lasten in den Verbindungsmitteln werden aus der gemessenen Dehnung berechnet. Auf der linken Seite der Abb. 4.71 sind die im Verbindungsmittel ermittelten Lasten zum Versagenszeitpunkt dargestellt. Damit die verschiedenen Probekörper verglichen werden können, werden die Verbindungsmittellasten auf die maximale, im Versuch V07 erreichte Bruchkraft normiert. Es zeigt sich insgesamt eine geringe Streuung der Verbindungsmittellasten. Lediglich bei V06-200-CB8 kommt es zu einem Ausfall des mittleren Verbindungsmittels infolge Stabilitätsversagen und zu einer Lastumlagerung auf die Verbindungsmittel im Randbereich. Das wird besonders durch das rechte Diagramm in Abb. 4.71 verdeutlicht. Für die Verbindungsmittel mit $d_n = 16$ und 12 mm kann ein linearer Anstieg der dargestellten Versuchskurven beobachtet werden und eine gleichmäßige Druckbelastung des Verbindungsmittels bei unterschiedlicher Steifigkeit. Bei Versuch V06 zeigt sich eine ungleichmäßige Belastung. Zunächst stellt sich eine allseitige Druckbelastung ein. Ab einer Belastung von 40 kN/m² zeigen zwei Versuchskurven einen Wendepunkt und es kommt zu einer Biegebelastung des Verbindungsmittels.

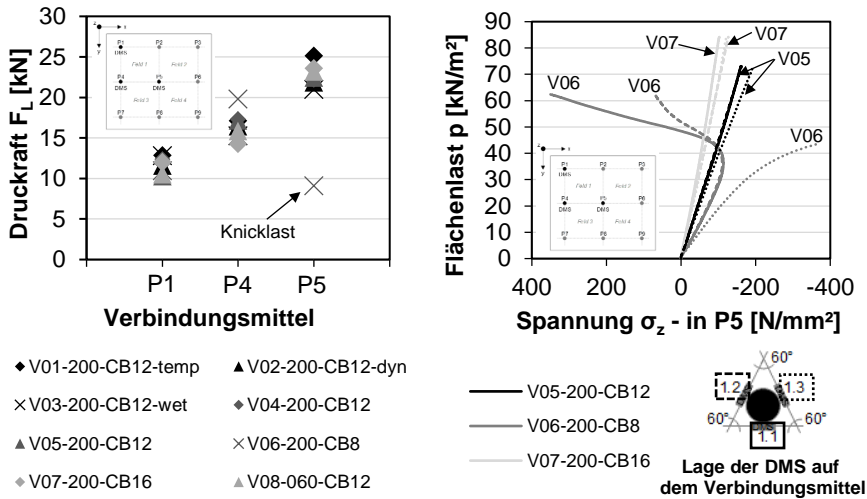
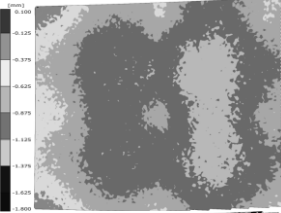
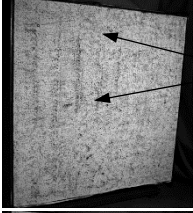
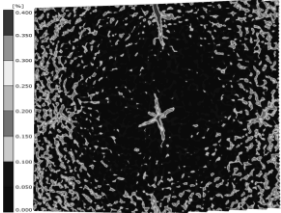
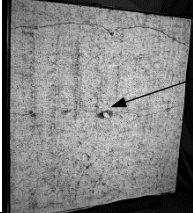
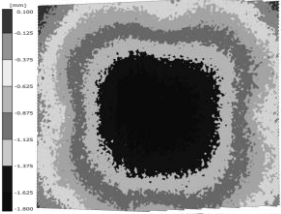
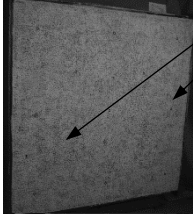
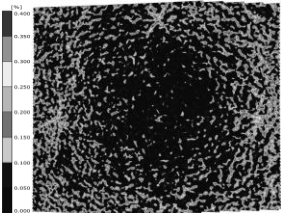
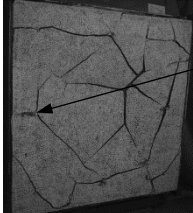
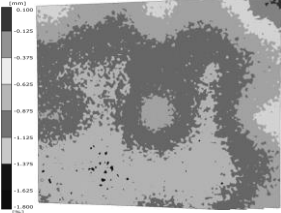
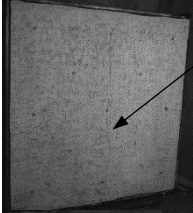
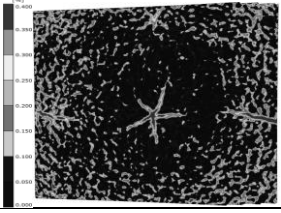
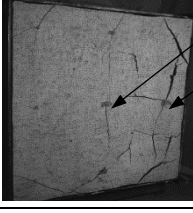


Abb. 4.71: Untersuchung der Beanspruchung der Verbindungsmittel; links: auf die Bruchlast normierte Verbindungsmittellasten; rechts: Spannung in den mittleren Verbindungsmitteln im Verhältnis zur aufgetragenen Flächenlast

4.7.4.3 Aufnahmen der 3D-Verformungsmessung sowie der Hochgeschwindigkeitskamera zur Untersuchung des Versagensverhaltens

In Tab. 4.17 sind die Ergebnisse der 3D-Verformungsmessung sowie die Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera zum Versagenszeitpunkt dargestellt. Die Verformung u_z des Probekörpers V05-200-CB12 zeigt das Verformungsbild einer punktgestützten Platte, die durch eine Flächenlast belastet wird. Das dargestellte Verformungsbild tritt bei allen Versuchen mit Ausnahme des Probekörpers V06-200-CB8 auf. Bei V06-200-CB8 zeigt sich eine deutlich größere Feldverformung und eine Stützung in Plattenmitte ist nicht erkennbar. Bei allen Versuchen mit Verbindungsmitteln $d_n = 12 \text{ mm}$ zeigen die maximalen Dehnungen sternförmige Risse über dem mittleren Pin und über den Verbindungsmitteln am Rand in Bauteilmitte. Die Risspitzen haben sowohl am Rand auch als in der Mitte die gleiche Orientierung. Im Vergleich mit den Aufnahmen der Hochgeschwindigkeitskamera ist zu erkennen, dass diese Risse das Versagen initiieren, indem es zu einem Durchschlagen kommt und sich die Risspitzen verbinden. Das führt zu einem Biegeversagen der Fassadenplatte. Nachdem eine gewisse Rissbreite erreicht ist, schiebt sich das mittlere Verbindungsmittel durch den Riss. Die Folge ist ein sekundäres Durchstanzen ohne einen deutlichen Durchstanzkegel. Bei V06-200-CB8 kommt es ausschließlich zu Rissen am Bauteilrand, die spätere Biegerisse bedingen. Im Vergleich zeigt sich kein Riss über dem mittleren Verbindungsmittel. Bei Versuch V07-200-CB16 sind ebenfalls Risse in Plattenmitte zu beobachten. Diese sind ausgeprägter als bei der herkömmlichen Probekörperkonfiguration mit $d_n = 12 \text{ mm}$.

Tab. 4.17: Exemplarische Ergebnisse der 3D-Verformungsmessung und der Bruchbilder

Nr..	3D- Verformungsmessung	Hochgeschwindigkeitskamera
V05-200-CB12	<p>Verformung u_z</p> 	<p>Primärriß</p>  <p>horizontal verlaufender Biegeriß über den Verbindungsmitteln</p>
	<p>Dehnung</p> 	<p>Sekundärriß</p>  <p>sekundäres Durchstanzen des mittleren Verbindungsmittels</p>
V06-200-CB8	<p>Verschiebung u_z</p> 	<p>Primärriß</p>  <p>Diagonaler und vertikaler Biegeriß</p>
	<p>Dehnung</p> 	<p>Sekundärriß</p>  <p>Durchstanzen der Verbindungsmittel am Rand</p>
V07-200-CB16	<p>Verschiebung u_z</p> 	<p>Primärriß</p>  <p>Vertikaler Biegeriß über den Verbindungsmitteln</p>
	<p>Dehnung</p> 	<p>Sekundärriß</p>  <p>Durchstanzen der Verbindungsmittel</p>

4.7.5 Diskussion und Schlussfolgerung

4.7.5.1 Einfluss der Vorbelastung

Infolge einer direkten Beregnung ist ein Quellen des äußeren Randes der Fassadenplatte festzustellen. Daraus resultiert eine Vorwölbung der Platte nach außen, wodurch die Verbindungsmittel geringfügig belastet werden. Obwohl in Abs. 4.1 ein maßgeblicher Einfluss der feuchten Lagerung auf die Probekörperfestigkeit festgestellt werden kann, ist das im Versuch nicht zu beobachten. Aufgrund der geringen Wassereindringtiefe von max. 5 mm (*Pahn et al. 2016*) ist das Quellen begrenzt und zeigt keinen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten. Auch die dynamische Vorbelastung zeigt keine Auswirkungen auf das Tragverhalten. Aufgrund der geringen Schwingbreite und Zyklusanzahl kommt es zu keiner fortschreitenden Schädigung des Betonquerschnitts oder einer erkennbaren Mikrorissbildung. Das kann jedoch nicht pauschalisiert werden, da bei einer höheren Auslastung infolge größerer Verbindungsmittelabstände als auch Durchmesser ein anderes Ergebnis erzielt werden kann. Durch die Vorbelastung infolge Temperatur zeigt sich eine deutliche Reduktion der Traglast bei einem identischen Last-Verformungsverhalten. Wie in Abs. 4.2 festgestellt, resultiert das aus einem inneren Zwang infolge der Inkompatibilität von Zement- und Gestein, woraus eine Reduktion der Biegezugfestigkeit folgt.

4.7.5.2 Statische Versuche

Im statischen Versuch können alle Probekörper bis zum Bruch belastet werden. Anhand der Kraftverformungslinien lässt sich ein überwiegend linear-elastisches Systemverhalten erkennen. Bei einigen Probekörpern zeigt sich ebenfalls ein nicht-linearer Traganteil auf Maximallastniveau. Das ist auf einen geringen Einfluss von Rissverzahnung und Kohäsion zurückzuführen, bis die Rissflanken der Biegerisse vollständig getrennt sind. Durch eine Reduktion der Verbindungsmittellänge wird die Steifigkeit der Unterkonstruktion erhöht. Das führt zu einer Veränderung der Steifigkeiten und dadurch zu einem größerem Stützmoment über dem mittleren Verbindungsmittel. Aus diesem Grund wird die Biegezugfestigkeit früher erreicht und eine niedrigere Traglast erzielt.

Durch die Variation des mittleren Verbindungsmittels ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse der Unterkonstruktion. Das Verbindungsmittel mit $d_n = 8 \text{ mm}$ im Versuch V06 zeigt eine deutlich geringere Tragfähigkeit. Aufgrund der geringen Drucktragfähigkeit kommt es frühzeitig zu einem Stabilitätsversagen des Verbindungsmittels und einer Änderung des statischen Systems in eine randgestützte Platte. Das führt zu einer Lastumlagerung auf die übrigen Verbindungsmittel. Die Vergrößerung des Feldes bedingt ein früheres Versagen, bei dem die versagensinitiiierenden Biegerisse auf der Plattenrückseite entstehen. Durch das Verbindungsmittel mit $d_n = 16 \text{ mm}$ wird ein höheres Stützmoment über dem mittleren Auflager verursacht. Theoretisch müsste das zu einer niedrigeren Versagenslast führen. Da das Verbindungsmittel gleichzeitig über einen größeren Querschnitt verfügt, wird die Auflagerlast über diese größere Stützfläche verteilt. Das führt zu einer geringeren, lokalen Spannungskonzentration bei gleicher

Systembelastung als bei einem Verbindungsmittel mit geringerem Durchmesser. Dadurch wird die Bruchspannung des UHPCs erst infolge einer höheren Probekörperbelastung erreicht.

Bei allen Versuchen ist ein primäres Biegeversagen der Fassadenplatte zu beobachten, sowie ein sekundäres Durchstanzen der Verbindungsmittel. Ein alleiniges Durchstanzen kann unabhängig von der Probekörperkonfiguration ausgeschlossen werden, da keine Bewehrung zum Verdübeln der Rissufer vorhanden ist. Dadurch ist davon auszugehen, dass immer ein Biegebruch der Platte oder ein Knicken der Verbindungsmittel auftritt. In einem Überdruckversuch kann gegebenenfalls ein Versagen der Verankerung auftreten. In Abb. 4.72 ist der sukzessive Versagensablauf dargestellt. Zunächst kommt es zu einer Mikrorissbildung (Abb. 4.72 links) über den Verbindungsmitteln. Diese Mikrorisse vergrößern sich mit zunehmender Belastung. Beim Erreichen der Bruchlast kommt es zu einem diskreten Riss über der Stützstelle und das Verbindungsmittel wird durch die beiden Rissufer des entstandenen Biegerisses geschoben. Dabei kommt es zu einem Abscheren eines oberflächennahen Betonkegels mit kleinem Durchmesser (Abb. 4.72 rechts).

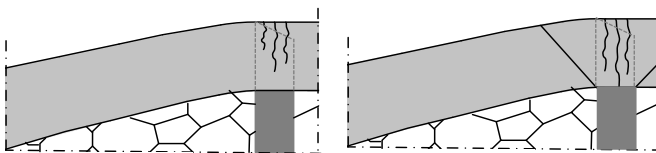


Abb. 4.72: Darstellung des Versagensverhaltens infolge Biegung; links: beginnende Mikrorissbildung; rechts: diskreter Biegeriss und Bildung eines Ausbruchkegels

Die in Tab. 4.17 nicht exakt doppelsymmetrischen Verformungsbilder sind auf die Herstellung und geringe Abweichungen von der ideellen Plattendicke zurückzuführen.

5 Rechnerische Untersuchungen

5.1 Modell

Die Motivation in der Modellbildung liegt darin, bemessungsrelevante Parameter versuchsunabhängig untersuchen zu können. Dazu wird ein FE-Modell erstellt, dass anhand der Großversuche verifiziert werden kann. Anschließend folgen Parameterstudien, um den Einfluss weiterer Systemparameter auf das Last- und Verformungsverhalten der Fassade nach Theorie erster Ordnung zu erforschen. Dazu gehören lokale und globale Änderungen der Verbindungsmittelgeometrie und -lage, wodurch die Steifigkeit der Unterkonstruktion verändert wird. Ein weiterer Fokus liegt auf der Untersuchung von einspringenden Ecken. Um das zu realisieren, wird ein Finite-Elemente Modell erstellt.

5.1.1 Aufbau und Geometrie

Die in diesem Kapitel durchgeführten numerischen Untersuchungen werden mit der Software ANSYS Workbench 18.2 realisiert. Dazu wird die Geometrie des 3D-Volumenmodells mit dem ANSYS DesignModeler erstellt. Das modellierte, statische System ist eine punktgestützte Platte mit vollständig in den Beton eingebundenen Verbindungsmitteln (Abb. 5.1). Alle Verbindungsmittel verfügen über eine ebene Oberfläche und werden mit dem Kerndurchmesser modelliert. Die freien Stabenden weisen eine eingespannte Lagerung auf, wodurch eine Verschiebung und Verdrehung ausgeschlossen wird. Im Rahmen der statisch-mechanischen Analyse wird der direkte Sparse Solver verwendet. Dieser zeigt Vorteile in der Rechenzeit bei kleinen und mittelgroßen Modellen (bis 500.000 Freiheitsgrade) und ist vergleichsweise unempfindlich bei suboptimalen Elementformen. Als Elemente werden Tetraeder mit Seitenmittelnknoten verwenden. Diese weisen 10 Elementknoten und eine quadratischen Ansatzfunktion zur Berechnung an den Seitenmittelnknoten auf. Die Belastung erfolgt an der Bauteiloberfläche als Zug- (Windsog) und Druckkräfte (Winddruck), die als Flächenlast wirken. Zur Simulation der Temperaturbelastung wird eine thermisch-stationäre mit der statisch-mechanischen Analyse verknüpft. Für eine Parameterstudie zum Einfluss der Unterkonstruktion auf das Trag- und Verformungsverhalten werden die Variablen in einem entsprechenden Parametersatz definiert.

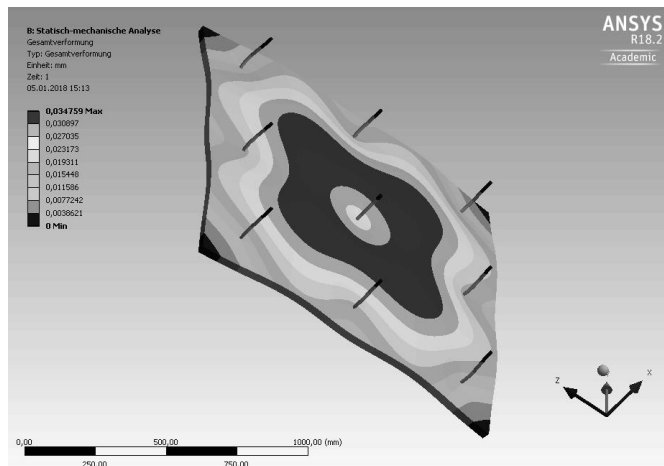


Abb. 5.1: Großversuche als FE-Modell in ANSYS Workbench 18.2 nach

Abb. 4.60 und Tab. 4.13 unter Druckbelastung mit 2,8 kPa

5.1.2 Werkstoffe

Für das GFK-Material wird das linear-elastische Materialmodell Epoxy E-Glass UD mit anisotropen Materialeigenschaften verwendet. Für die Fassade wird das Standardmaterial Beton definiert. Dadurch wird das geringfügige nicht-lineare Materialverhalten (vgl. Abb. 4.70) des UHPCs als linear-elastisch idealisiert. Der Aufwand der Modellierung mittels nicht-linearen Materialmodellen steht in keinem Verhältniss zum Erkenntnisgewinn. Die im Versuch beobachteten nicht-linearen Effekte sind vernachlässigbar (Abb. 4.69). Das verkürzt die Rechenzeit deutlich und erlaubt eine umfangreiche Parameterstudie. Dieses Vorgehen orientiert sich am Stand der Technik (Stein 2000). Die verwendeten Materialparameter sind in Abs. 3 angegeben. Als Betonmischung wird die Rezeptur MB5 verwendet - mit einem E-Modul von 45.000 N/mm².

5.1.3 Diskretisierung und durchgeführte Konvergenzuntersuchungen

Aufgrund des geringen Verbindungsmittelquerschnitts und der im Verankerungsbereich auftretenden Spannungskonzentration können stark variierende Berechnungsergebnisse erzielt werden (Abb. 5.2). Aus diesem Grund ist die Vernetzung im Verankerungsbereich elementar für eine eindeutige Schnittgrößenermittlung (Abb. 5.2). Für die in ANSYS durchgeführten Untersuchungen wird das Standard-Netz mit Tetraeder 3D-Elementen mit Seitenmittelpunkten und einer Elementgröße von zehn Millimetern verwendet, das im Bereich der Verbindungsmittel verfeinert wird (Abb. 5.2, Bild 1). Das erfolgt mithilfe einer automatischen, adaptiven Netzverfeinerung bis zu einem Konvergenzkriterium von 1%. Das resultierende Netz ist exemplarisch in Abb. 5.2 (Bild 3) dargestellt.

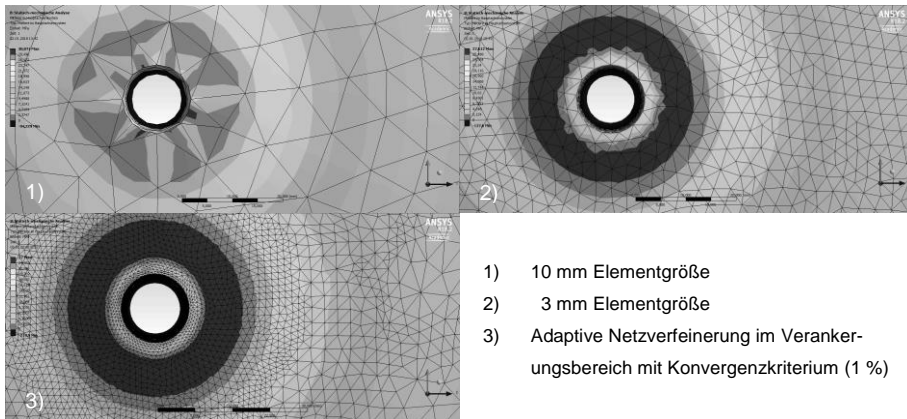


Abb. 5.2: Vernetzung im Verankerungsbereich mit ausgeblendetem Verbindungsmittel

Das Programm ANSYS ist ein FEM-Programm mit dem vielfältige Simulationsaufgaben gelöst werden können. Für die Schnittgrößenermittlung in der Baupraxis ist der Modellierungsaufwand – für eine punktgestützte Platte – zu groß. In der Baupraxis übliche FE Programme verfügen in der Regel über einen deutlich reduzierten Funktionsumfang. Eine automatische, adaptive Netzverfeinerung ist bei herkömmlicher FEM-Statiksoftware nicht die Regel. Aus diesem Grund wird eine Konvergenzuntersuchung im Verankerungsbereich durchgeführt (Abb. 5.3). Mithilfe einer Parameterstudie kann das Netz schrittweise, manuell verfeinert und die max. Hauptspannung σ_1 infolge Platten- und Scheibentragwirkung ermittelt werden. Es zeigt sich, dass mit kleiner werdender Netzgröße die Spannung abnimmt. Das folgt aus der sukzessiven Lösungsannäherung infolge der immer feineren Diskretisierung bis sich nahezu keine Spannungsänderung mehr ergibt (Abb. 5.3). Dieser Effekt ist insbesondere bei einer Temperaturbelastung und dadurch hervorgerufener Scheibentragwirkung von Bedeutung.

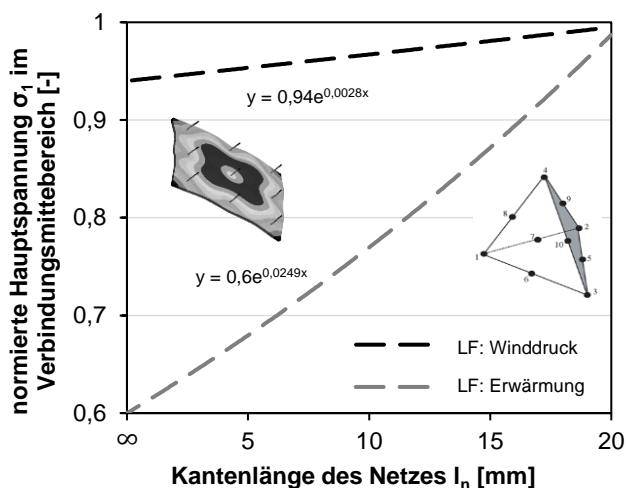


Abb. 5.3: Einfluss der Elementgröße auf die Maximalspannung in der Fassadenplatte in Abhängigkeit des Verbindungsmitteldurchmessers d_n bei gleichen Systemrandbedingungen (Abs. 5.1.1 und 5.1.2) und dem Lastfall Winddruck (2 kN/m^2) und Temperaturerwärmung (60°C)

5.2 Nachrechnung der Großversuche

Zur Überprüfung des erstellten FE-Modells werden Großversuche aus Abs. 4.7.4 nachgerechnet. Die Belastung des FE-Modells erfolgt sukzessive bis zur ermittelten Bruchlast. Bei der Nachrechnung des Versuchs V01-200-CB12-Temp wird zusätzlich die im Versuch erreichte Temperatur von 56°C , als gleichmäßig über die Fassadenoberfläche verteilt berücksichtigt. Anschließend erfolgt der Vergleich mit den im Versuch gemessenen Last-Verformungs-Kurven und den Normalkräften in den Verbindungsmitteln.

5.2.1 Nachrechnung der Feldverformung

Die rechnerisch ermittelten Last-Verformungs-Kurven in Abb. 5.4 zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Insbesondere die Versuche V01, V05 und V08, die einer realen Bauteilkonfiguration entsprechen, stimmen sehr gut überein. Bei dem Versuch V07-200-CB16 zeigt sich eine Übereinstimmung bis ca. 80 % der Maximallast. Das anschließende nicht-lineare Verhalten kann auf eine erhöhte, nicht dokumentierte Mikrorissbildung im Bereich des Mittelpins zurückgeführt werden. Bei Versuch V06-200-CB8 resultiert die Nicht-linearität aus einem Stabilitätsversagen des Mittelpins, das mit dem numerischen Modell nach Theorie erster Ordnung nicht erfasst wird.

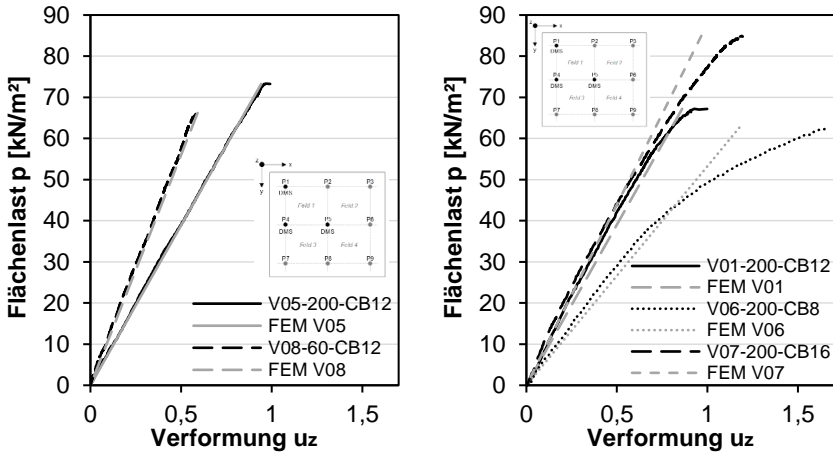


Abb. 5.4: Vergleich der statischen Belastungsversuche sowie der rechnerisch ermittelten Last-Verformungs-Linien; links: variierender Dämmstoffdicke d_D ; rechts: Temperatur und variierender Mittelpin

5.2.2 Nachrechnung der Normalkräfte in den Verbindungsmitteln

In Abb. 5.5 ist das Verhältnis der berechneten und der im Versuch ermittelten Normalkräfte in den Verbindungsmitteln bei maximaler Belastung dargestellt. Es zeigt sich insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit einer durchschnittlichen Abweichung von 6 % (ohne V06 – Mitte), bei einer Streuung des Beton E-Moduls von durchschnittlich 2 %. Weiterhin werden jeweils nur drei gemessene Verbindungsmittel verglichen, da die DMS-Anzahl aufgrund des doppelsymmetrischen Systems reduziert wird. Es ist jedoch davon auszugehen, dass nicht alle Verbindungsmittel gleichmäßig belastet werden. Das ist insbesondere auf Herstellungstoleranzen der Bauteildicke bei den Probekörpern zurückzuführen (vgl. Abs. 4.7.4.3).

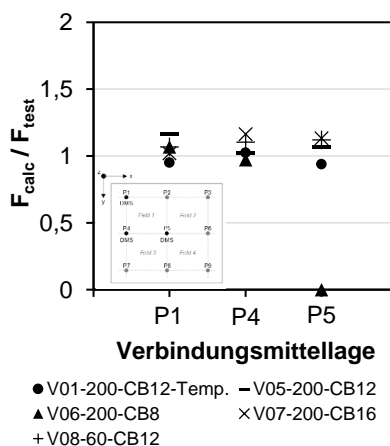


Abb. 5.5: Untersuchung der Beanspruchung der Verbindungsmittel; Vergleich zwischen Rechen- und Versuchsergebnissen bei maximaler Belastung

Insgesamt sind die Berechnungsergebnisse tendenziell größer als die Versuchsergebnisse. Eine Ausnahme stellt das mittlere Verbindungsmittel bei Probekörper V06-200-CB8 dar. Bei diesem Verbindungsmittel fällt die druckbelastete DMS während des Versuchs aus, was bei einer reinen Betrachtung der Versuchsergebnisse als Stabilitätsversagen interpretiert werden kann.

5.2.3 Zusammenfassung

Das Modell zeigt insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Großversuche und verifiziert diese. Im Folgenden wird das Modell nach Abschnitt 5.1 für eine umfangreiche Parameterstudie verwendet.

5.3 Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Unterkonstruktion

Bei dem untersuchten Fassadensystem handelt es sich um eine punktgestützte, elastisch gelagerte Platte. Die Lagerung erfolgt mittels beidseitig eingespannter Verbindungsmittel, die eine definierte Federsteifigkeit aufweisen. Die Steifigkeit der Unterkonstruktion hat einen entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung und demzufolge auf die Belastung der Fassadenplatte. Werden die Verbindungsmittel nicht exakt senkrecht zur Fassadenplatte eingebracht, ändert sich zusätzlich das statische System (Abb. 5.6). Bei ideal ausgerichteten Verbindungsmitteln ($\alpha = 90^\circ$) lagert die Fassadenplatte auf vertikalen Zug- und Druckfedern. Infolge einer Imperfektion bei der Verbindungsmittelanordnung ($90^\circ > \alpha > 0^\circ$) resultieren zusätzliche, horizontale Federanteile. Dadurch kommt es bei Belastung zu zusätzlichen Spannungen in der Fassadenplatte. Im nachfolgenden werden die genannten Einflüsse numerisch untersucht.

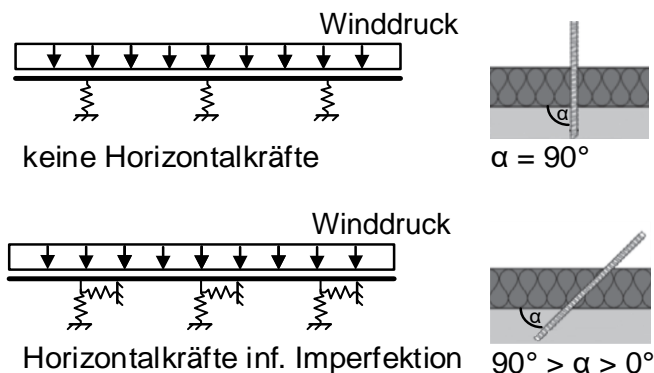


Abb. 5.6: Darstellung des statischen Systems bei ideal angeordneten Verbindungsmitteln sowie Verbindungsmitteln mit Imperfektion am Beispiel eines Zweifeldträgers mit Kragarm

5.3.1.1 Vorgehensweise

Im ersten Schritt wird das erstellte FE-Modell parametrisiert und ein Parametersatz in ANSYS Workbench erstellt. Es werden die Fassadendicke, Verbindungsmittellänge und dadurch die mögliche Dämmstoffdicke sowie die Verbindungsmittelsteifigkeit unter

einer Wind-, Temperatur- und kombinierten Belastung erforscht. Ziel ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Fassadenplatte sowie die Ableitung von Konstruktionshinweisen und Modellierungsvereinfachungen. Weiterhin soll, neben der energetischen, auch die konstruktive Notwendigkeit der vergleichsweise weichen FVK-Verbindungsmittel verdeutlicht werden. Anschließend wird eine direkte Optimierung in ANSYS durchgeführt. Dazu kommt die Optimierungsmethode *Adaptive Einzel-Zielgröße* zur Anwendung. Bei dieser Methode handelt es sich um eine Kombination aus Gradienten- und Antwortflächenverfahren. Dadurch ist das Verfahren zur Identifikation eines verfeinerten, globalen Optimums geeignet.

Die Vorgehensweise ist in Abb. 5.7 grafisch dargestellt und kann vereinfacht folgendermaßen beschrieben werden: Zunächst wird ein definierter Stichprobenumfang untersucht. Auf Basis des Stichprobenumfangs werden geeignete Systeme identifiziert und anschließend verfeinerte Systeme berechnet, bis optimierte Kandidaten ermittelt sind. Für die durchgeführte Optimierung wird zunächst ein Stichprobenumfang von 300 Systemen untersucht, aus denen anschließend 380 verfeinerte Systeme berechnet und drei Kandidaten ermittelt werden. Es können mehrere Randbedingungen sowie ein einzelnes Optimierungsziel definiert werden. Als Optimierungsziel wird das Erreichen der maximalen Hauptzugspannung in der Fassadenplatte ($\sigma_{1,imp,i} > 0 \frac{N}{mm^2}$) infolge Imperfektion festgelegt. Dazu gilt die Randbedingung, dass die Verbindungsmittel bis zu einer definierten Auslenkungsgrenze in beliebiger Achsrichtung ausgelenkt werden können und alle anderen mechanischen und geometrischen Eigenschaften konstant sind. Der Stichprobenumfang wird stochastisch untersucht, ein Quantilwert berechnet und eine Parameterstudie am ausgelenkten System durchgeführt. Mit dem Quantilwert und der maximal ermittelten Spannung wird ein Reduktionswert bestimmt, mit dem die maximalen, in der Parameterstudie erzielten, Spannungen abgemindert werden. Diese Ergebnisse werden ins Verhältnis zur Referenzparameterstudie gesetzt. Daraus resultiert ein parametrisierter Abminderungsbeiwert infolge von Imperfektion. Dieser soll anschließend zur Reduktion der Bauteilwiderstände dienen.

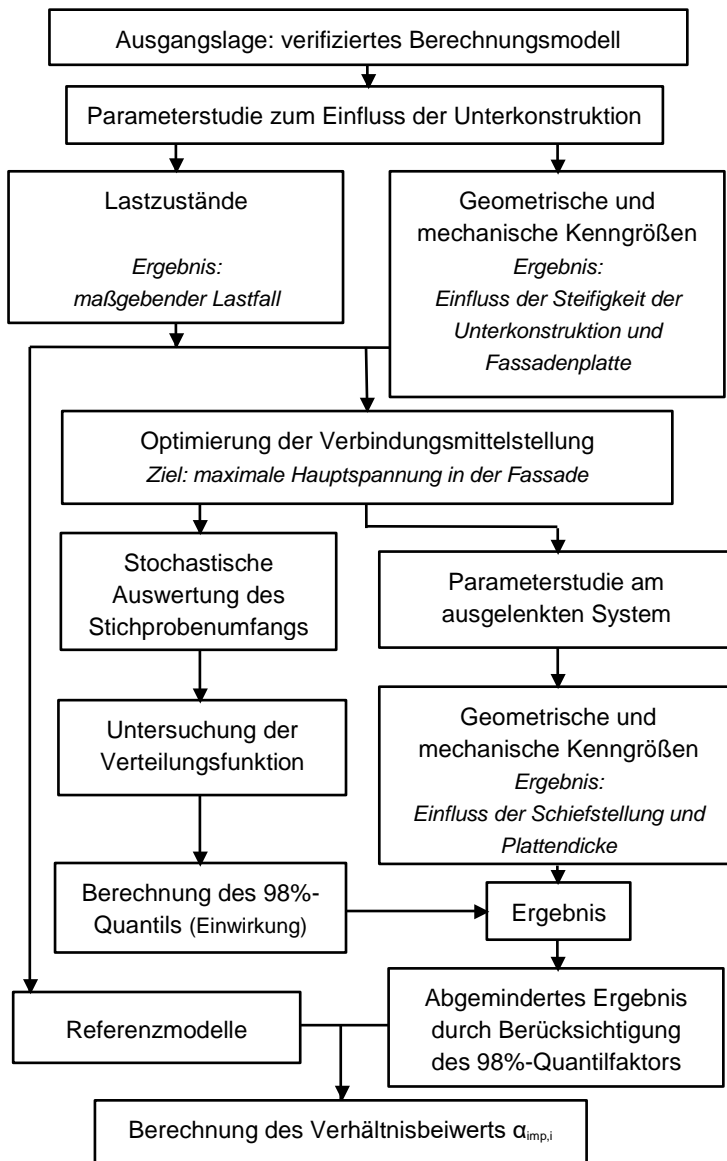


Abb. 5.7: Organigramm zur Visualisierung des Untersuchungsablaufs zum Einfluss der Unterkonstruktion bei dünnen, punktgestützten Platten

5.3.2 Stand des Wissens

5.3.2.1 Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

Die Fassadenbefestigung an die Tragstruktur mit Hilfe einer Unterkonstruktion stammt aus dem Bereich des Leichtfassadenbaus. Aus diesem Bereich resultieren erste Untersuchungen zur Interaktion zwischen der Steifigkeit der Fassade und der Unterkonstruktion. Zur sicheren Ermittlung der Schnittgrößen konnte in der Praxis

lange von einer starren Unterkonstruktion ausgegangen werden (*DIBt 1975*). Diverse Schadensfälle und genauere Berechnungen zeigten jedoch, dass es aufgrund dieser Annahme und den hohen abzutragenden Lasten bei nachgiebigen Unterkonstruktionen zu einer unzulässig hohen Beanspruchung in der Fassade und in den Verbindungsmitteln kommt. Insbesondere bei spröden Bekleidungen resultiert dadurch eine erhöhte Rissgefahr (*DIBt 1975*). Um den Einfluss nachgiebiger Unterkonstruktionen punktgestützter Fassadenplatten auf deren Tragverhalten zu untersuchen, muss die Gesamtkonstruktion, also Vorsatzschale-Verbindungsmittel-Tragschale betrachtet werden. Dies wird mit Hilfe eines Ersatzbalkensystems erstmalig von *Zuber 1977* unter Berücksichtigung der Plattentragwirkung der Vorsatzschale und dem Ansatz von mittragenden Breiten erforscht. Ziel der Untersuchungen ist die Definition einer Mindeststeifigkeit, bei der weiterhin von einer starren Lagerung ausgegangen werden kann. Unter Verwendung der Methode der finiten Elemente untersucht *Hees et al. 1982b* ebenfalls die Plattentragwirkung großformatiger, punktgestützter Fassadenplatten auf nachgiebiger Unterkonstruktion und leitet anschließend ein Näherungsverfahren zur Berechnung der maßgebenden Stützkräfte und Bemessungsmomente ab. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Verbundfuge keinen Einfluss auf das Lastumlagerungsverhalten hat (*Hees et al. 1981; Hees et al. 1982a*). Weiterhin wird festgestellt, dass das maximale Moment bei rechteckiger Verbindungsmittelanordnung immer im Stützbereich auftritt, während das Feldmoment nur ein Drittel bis ein Viertel dessen beträgt. Das gilt auch für die Anordnung von Verbindungsmitteln mit unterschiedlicher Steifigkeit. Trotzdem können infolge veränderlichen Steifigkeitsverhältnissen zwischen Fassade und Unterkonstruktion erhebliche Schnittgrößenumlagerungen beobachtet werden (*Hees et al. 1982a*).

5.3.2.2 Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

Sowohl im Massiv- als auch Stahlbau sind bei der Schnittgrößenermittlung ungünstige Auswirkungen möglicher Abweichungen in Geometrie und Laststellung anzusetzen. Die in der Tragwerksberechnung verfolgten Ansätze berücksichtigen Eigenspannungen und geometrische Imperfektionen wie Exzentrizität, Abweichung von Geradheit, Ebenheit und Passung sowie Schiefstellung. Diese Imperfektionen treten schon in unbelasteten Bauteilen sowie Tragwerken auf und müssen bei der Grundkombination und außergewöhnlichen Bemessungssituation berücksichtigt werden. Insbesondere für Stützen existieren nach *DIN EN 1992-1-1* und *DIN EN 1993-1-1* Bemessungsansätze. Dabei werden Imperfektionen bei der Herstellung von Stützen als Schiefstellung mit dem Winkel ϕ berücksichtigt. Aus dieser Schiefstellung resultieren Ausmitten und zusätzliche Belastungen, die bei der Stützenbemessung sowie beim weiteren Lastabtrag angesetzt werden müssen. Grundlage zur Ermittlung der Schiefstellung von Massivstützen bilden über 2000 insitu Messungen an acht verschiedenen Bauwerken. Die gewonnen Messergebnisse werden stochastisch untersucht und ein Bemessungswert abgeleitet. Die Messwerte lassen sich hierbei in sehr guter Näherung durch eine Normalverteilung beschreiben. Der Bemessungswert von ϕ wird dabei, analog zu klimatischem Einwirkungen, als 98-% bzw. 2-% Quantil bestimmt (*Stoffregen u. König 1979*). Die Grundlagen zur Berechnung sind

hinreichend bekannt. Die Funktion der Verteilungsdichte $f(x)$ und die Gleichungen zur Berechnung des Quantilwerts können *Stauder 2015* entnommen werden.

5.3.3 Untersuchungsparameter

5.3.3.1 Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

In der nachfolgenden Tab. 5.1 sind die für die Sensitivitätsanalyse verwendeten Parameter dargestellt, aus deren Kombination insgesamt 288 FE-Modelle resultieren. Die untersuchten Modelle dienen gleichzeitig als Referenz für die Untersuchungen zum Einfluss von Imperfektionen. Die verwendeten E-Moduln für die Verbindungsmittel leiten sich aus den theoretisch möglichen Kombinationen von Verbindungsmitteldurchmessern 12 – 32 mm nach *DIBt 2014* sowie Dämmstoffdicken von 60 - 350 mm (*DIBt 11/2016*) ab. Alle weiteren für die Modellierung der Verbindungsmittel benötigten mechanischen und physikalischen Eigenschaften sind in Tab. 3.5 aufgeführt.

Tab. 5.1: geometrische, mechanische und Belastungsparameter zur Untersuchung einer kontinuierlichen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

d_{VS} [mm]	d_D [mm]	d_n [mm]	$a_{VM} = b_{VM}$ [mm]	E-Modul $E_{t,1}$ [N/mm²]	Temperatur [°C]	Windlast [kN/m²]	Kombi. [-]				
15 30 50	200	12	500	31.500	Erwärmung: ϑ_a : 65	Druck: 2,8	Druck + Erwärm				
				55.000							
				87.300							
				110.000							
				153.000	ϑ : 60	Sog: 1,1	Sog + Erwärm				
				183.500	Abkühlung: ϑ_a : 60						
				223.500							
				305.500							
				391.000							
				509.500	ϑ : 65			Sog+			
				782.000					Abkühl.		
				1.304.000							

5.3.3.2 Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

Für die Parameterstudie am Fassadensystem mit ausgelenkten Verbindungsmitteln werden die Untersuchungsparameter in Tab. 5.2 verwendet. Aufgrund des Simulationsumfangs werden die Parameter im vgl. zu Abs. 5.3.3.1 insgesamt reduziert. Die Verbindungsmittelschiefstellung von 10° wird aus *DIBt 11/2016*

entnommen und sukzessive gesteigert, um die Auswirkungen von größeren Imperfektionswinkeln theoretisch zu untersuchen. Besonders bei geringen Dämmstoffdicken ist davon auszugehen, dass ein zulässiger Schiefstellungswinkel von 10° überschritten werden kann. Als Referenz dient das jeweilige System ohne eine Verbindungsmittelauslenkung $\phi_{imp} = 0^\circ$.

Tab. 5.2 geometrische, mechanische und Belastungsparameter zur Untersuchung einer diskontinuierlichen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

d_{VS} [mm]	d_D [mm]	d_n [mm]	a_{VM}/b_{VM} [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Auslenkung ϕ_{imp}	Belastung [-]
15			500	55.000	0° (Referenz)	
30	200	12	750	153.000	+/- 10° +/- 15°	maßgebende Belastung
				305.560	+/- 20°	
50			1000			

5.3.4 Ergebnisse

Um eine gemeinsame Auswertung aller Rechenergebnisse zu ermöglichen, wird der Beiwert v_U eingeführt. Dieser Beiwert beschreibt das Steifigkeitsverhältnis zwischen der Unterkonstruktion, bestehend aus stiftförmigen Verbindungsmitteln, zur Fassadenplatte. Zur Berechnung werden die Dehnsteifigkeit der Verbindungsmittel sowie die Biegesteifigkeit der Fassade verwendet. Das geschieht in Anlehnung an die Untersuchungen von Zuber 1979. Der Steifigkeitsbeiwert v_U mit der Einheit [1/m] berechnet sich zu:

$$v_U = \frac{C_{A,Z}}{EI_P} = \frac{\frac{E_{VM} \times \pi \times r_{VM}^2}{h_D}}{E_{cm} \times \frac{\min_{a,b} \times d_{VS}^3}{12}} \quad (5.1)$$

Dabei ist:

- $C_{A,Z}$ die Dehnsteifigkeit des Verbindungsmittels in der Stablängsachse,
- EI_P Biegesteifigkeit der Fassadenplatte bezogen auf die min. Feldlänge,
- E_{VM} E-Modul des Verbindungsmittels,
- r_{VM} Verbindungsmittelpunkt des Nenndurchmessers d_n in [m],
- d_D Dicke des Dämmstoffs,
- $\min_{a,b}$ Minima des Verbindungsmittelabstandes a_{VM} bzw. b_{VM} in [m] und

d_{VS} die Dicke der Vorsatzschale.

5.3.4.1 Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

In Abb. 5.8 ist der Einfluss des Steifigkeitsverhältnis ν_U auf die maximale Hauptspannung $\sigma_{1,max}$ in der Fassadenplatte dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass die verschiedenen Lastfälle einen unterschiedlich großen Einfluss auf die maximale Spannung haben. Die Lastfälle Windsog und -druck verursachen eine vergleichsweise geringe Hauptspannung in der Fassade. Beide Lastfälle weisen einen nahezu linearen Verlauf auf. Im Vergleich zeigen die Temperaturlastfälle und deren Kombination eine ca. 6 bis 11-fach höhere Spannung. Als maßgebender Lastfall kann die Überlagerung von Abkühlung und Winddruck ausgemacht werden. Weiterhin zeigt sich ein großer Einfluss der Steifigkeit der Unterkonstruktion. Mit zunehmender Steifigkeit der Unterkonstruktion steigt die Maximalspannung kontinuierlich. Ab einem Steifigkeitsverhältnis von ca. $\nu_U = 2800 \frac{1}{m}$ kommt es zu einer deutlichen Spannungszunahme in der Fassadenplatte.

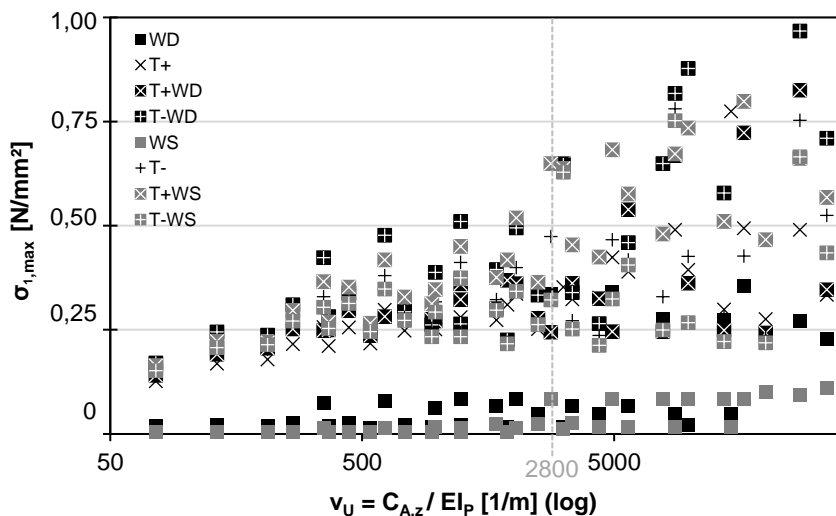


Abb. 5.8: Ergebnisse der ANSYS Parameterstudie zum Einfluss des Steifigkeitsverhältnis ν_U auf die maximale Spannung in der Fassadenplatte bei verschiedenen Belastungen

5.3.4.2 Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

In Abb. 5.9 sind die Ergebnisse der Optimierung für die nach *DIBt 11/2016* derzeit zulässige Verbindungsmittelschiefstellung $\phi_{imp} \leq 10$ exemplarisch dargestellt. Im linken Diagramm können, aus den 380 berechneten Systemen, drei definierte Kandidaten entnommen werden, bei denen die Hauptspannung in der Fassadenplatte in Abhängigkeit der Verbindungsmittelauslenkung am größten ist. Als Maximalwert wird der markierte Kandidat 2 verwendet. Bei Kandidat 1 kann die maximale Spannung, durch die Überprüfung des FEM-Models, auf eine Singularität im Verankerungsbereich zurückgeführt werden, wodurch dieses Ergebnis auszuschließen ist. Im rechten Diagramm sind die Ergebnisse für den mittleren Pin 5 dargestellt. Es zeigt sich, dass die maximal möglichen Auslenkungen im

Gesamtsystem eine relativ geringe Spannung verursachen. Umso geringer die Auslenkung des Mittelpins, desto größer ist die Hauptspannung in der Fassadenplatte. Die Ergebnisse der Optimierung aller untersuchten Systeme sind im Anhang I aufgeführt. In Abb. 5.10 sind die Ergebnisse für Kandidat 2 aus Abb. 5.9 grafisch als auch tabellarisch dargestellt.

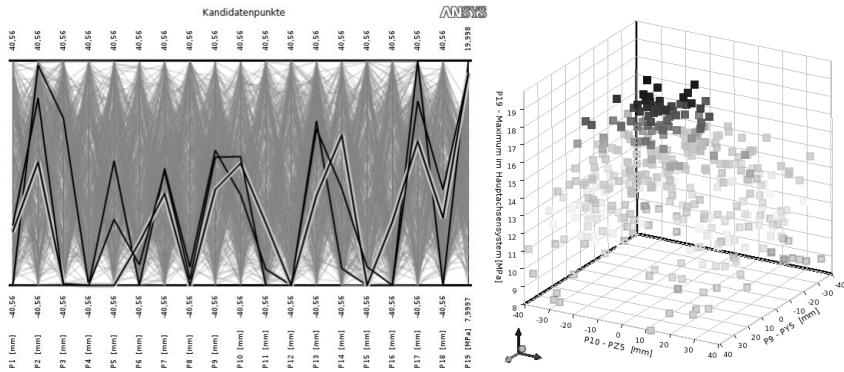
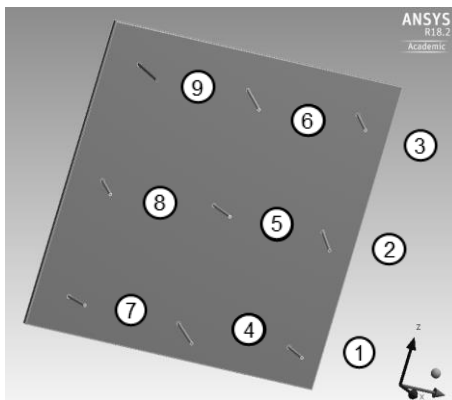


Abb. 5.9: Ermittelte Hauptspannung für den Auslenkungswinkel $\phi_{imp} \leq 10^\circ$ bei $d_D = 200$ mm; links: Ergebnisse der Optimierung für die Verbindungsmittel 1-9; rechts: exemplarisches Ergebnis für den mittleren Pin 5 in Abhängigkeit der Auslenkung



Pin	Koordinaten des Stabendes bei $\phi_{imp} \leq 10^\circ$	
	y [mm]	z [mm]
1	-21,0250	4,1208
2	-39,7350	-40,5600
3	-40,5600	-24,923
4	-7,0927	-40,5600
5	-5,7560	3,7209
6	-17,9060	-40,5600
7	-8,1583	13,8280
8	-40,5600	-17,4830
9	11,4920	-16,0810

Abb. 5.10: Ergebnis der direkten Optimierung in ANSYS bei einer maximalen Imperfektion von $\phi_{imp} \leq 10^\circ$ und einer Dämmstoffdicke $d_D = 200$ mm

Alle Ergebnisse der Stichproben sind in Abb. 5.11 mithilfe der Standardnormalverteilung und zugehörigem Histogramm ausgewertet. Die optische Analyse der beiden Darstellungsvarianten zeigt eine gute Übereinstimmung, so dass den Daten prinzipiell eine Normalverteilung unterstellt werden kann. Zusätzlich zeigt sich, dass das Histogramm geringfügig linksschief ist und mehrere Spitzen im rechten Diagrammabschnitt aufweist. Im hypothetischen Fall unendlich vieler Stichproben lässt sich ein 98 %-Quantil angeben, das lediglich in 2 % der Fälle überschritten wird. Der Quantilwert beträgt im untersuchten Fall $\sigma_{1,imp,98\%} = 18,50 \frac{N}{mm^2}$, das Hauptspannungsmaximum $\sigma_{1,imp,max} = 19,35 \frac{N}{mm^2}$. Der sich daraus ergebende Faktor von $\frac{\sigma_{1,imp,98\%}}{\sigma_{1,imp,max}} = 0,96$ wird zur Abminderung der ermittelten Hauptspannung am

ausgelenkten Fassadensystem $\sigma_{1,imp,i}$ infolge Verbindungsmittelimperfektion verwendet (Abb. 5.11).

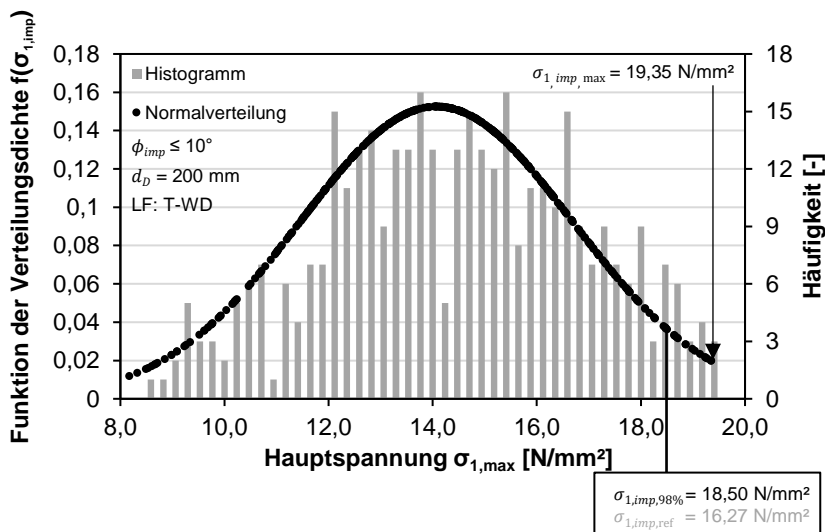


Abb. 5.11: Auswertung des Stichprobenumfangs der Simulationsreihe Imperfektion mithilfe der Standardnormalverteilung und Histogramm in Anlehnung an *Stoffregen u. König 1979*

Zur Beschreibung der Auswirkung der Verbindungsmittelschiefstellung auf die maximal auftretende Spannung in der Fassadenplatte wird der Beiwert $\alpha_{imp,i}$ eingeführt. Dieser errechnet sich aus der jeweiligen maximalen Spannung der Referenzsimulationsreihe $\sigma_{1,max,ref}$ sowie des ermittelten Spannungswertes $\sigma_{1,imp,98\%} = (0,96 * \sigma_{1,imp,i})$ infolge der Verbindungsmittelschiefstellung nach Abb. 5.11 zu $\alpha_{imp,i} = \frac{\sigma_{1,max,ref}}{\sigma_{1,imp,98\%}}$. Der Wert $\alpha_{imp,i}$ beschreibt somit die Tragfähigkeit des Gesamtsystems infolge Verbindungsmittelschiefstellung. Wirkt sich die Imperfektion nicht auf die absolute Spannung aus, ist der Beiwert $\alpha_{imp,i} = 1,0$.

In Abb. 5.12 ist die Entwicklung in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses v_U dargestellt. Es zeigt sich, dass sowohl die Plattendicke d_{VS} als auch der Auslenkungswinkel ϕ_{imp} einen teilweise erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Prinzipiell lässt sich die Aussage treffen, dass der Auslenkungswinkel mit zunehmender Plattendicke an Einfluss verliert. Für die Simulationsreihe $d_{VS} = 15 \text{ mm}$ zeigt sich ein deutlicher Einfluss und demzufolge ein abnehmendes α_{imp} mit größer werdendem ϕ_{imp} . Die dargestellten Regressionsverläufe beziehen sich jeweils auf den mittleren Verlauf des Abminderungsfaktors α_{imp} einer gesamten Untersuchungsreihe bei gleicher Plattendicke. Die optische Prüfung zeigt, dass diese den qualitativen Verlauf der Simulationsreihen gut beschreiben. Weitere Diagramme und Ergebnisse sind in Anhang I aufgeführt.

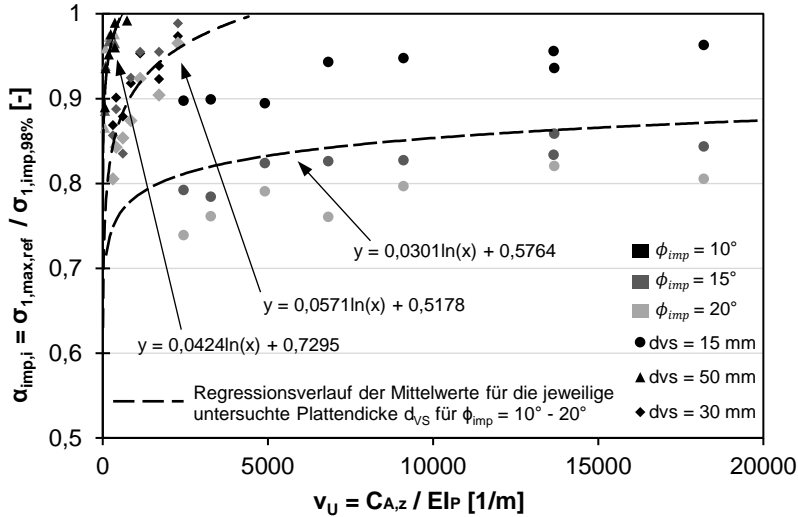


Abb. 5.12: Entwicklung des Abminderungsfaktors $\alpha_{imp,i}$ in Abhängigkeit des Seifigkeitsverhältnisses ν_u und der Plattendicke d_{vs}

5.3.5 Diskussion und Schlussfolgerung

5.3.5.1 Kontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

Windlasten bedingen nur eine geringe Spannung innerhalb der Fassadenplatte. Der betragsmäßige Unterschied zwischen Windsog und Winddruck kann dabei auf die verschiedene Lastgröße zurückgeführt werden. Temperaturlasten, insbesondere in Kombination mit einer Windlast, verursachen deutlich höhere Spannungen. Das ist auf die verformungsbehindernde Wirkung der Verbindungsmittel zurückzuführen. Diese behindern die Verformung der Fassadenplatte und rufen insbesondere im Verankerungsbereich große Spannungsniveaus hervor. Das wird durch die mit steigendem ν_U sukzessive Spannungszunahme bestätigt. Der Hauptspannungsanstieg von σ_1 ab einem $\nu_U = 2800 \frac{1}{m}$ kann auf eine Schnittgrößenumlagerung in den Verankerungsbereich zurückgeführt werden, wodurch die Spannung im Feldbereich reduziert wird. Im Falle einer unendlich starren Fassadenplatte ($EI_P = \infty$) sowie identischen Verbindungsmitteln und -abständen, kommt es zu einer gleichmäßigen Spannungsverteilung zwischen Feld und Stütze. Ist die Platte biegeweich und die Verbindungsmittel dagegen dehnstarr ($C_{A,Z} = \infty$), ziehen diese die Belastung an. Es kommt zu der beschriebenen Spannungszunahme, die den Übergang zu einer lokalen Spannungskonzentration am Verankerungsbereich kennzeichnet. Das wird je nach Lastfall durch eine gleichzeitige, örtliche Variation des Spannungsmaximums verstärkt. In Abb. 5.13 ist dieses Verhalten exemplarisch dargestellt.

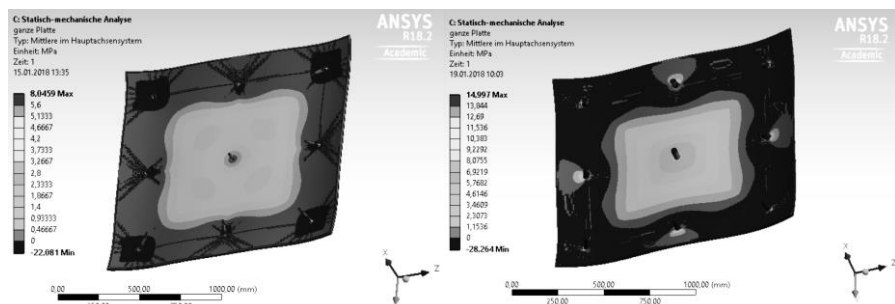


Abb. 5.13: Vergleich der Hauptspannungsverteilung σ_1 von zwei durch Erwärmung und Druck belasteten FE-Modellen mit $d_{VS} = 15$ mm, $d_D = 60$ mm; links: mit $d_n = 12$ mm (weiche Unterkonstruktion); rechts mit $d_n = 32$ mm (starre Unterkonstruktion)

Für die Auswahl einer aus statischer Sicht sinnvollen Unterkonstruktion kann der Steifigkeitsbeiwert v_U wie folgt angegeben werden:

$$v_U = \frac{C_{A,Z}}{EI_p} \leq 2800 \frac{1}{m} \quad (5.2)$$

Dieser Grenzwert kann insbesondere zur Auswahl eines geeigneten Verbindungsmittels verwendet werden und gilt für punktgestützte, statisch unbestimmte Fassadenplatten mit gleichmäßig, rechteckig angeordneten, stiftförmigen Verbindungsmitteln. Prinzipiell kann die Aussage getroffen werden, dass eine möglichst weiche Unterkonstruktion zu bevorzugen ist, um eine günstig wirkende, gleichmäßige Spannungsverteilung in der Fassadenplatte und gleichzeitig geringe Zwangskräfte zu verursachen.

Die Lastfallkombination Abkühlung und Winddruck bedingt die maximale Spannung, da beide Lasten die gleiche Verformung und demzufolge gleichgerichtete Schnittgrößen, Druck an der Fassadenaußen- und Zug an der Fassadeninnenseite, verursachen. Die Streuung der Ergebnisse bei gleichem bzw. ähnlichem v_U ist maßgeblich auf die unterschiedlichen Querschnitte zurückzuführen. So ist bei gleichem System und gleicher Belastung die Spannung in einer schlanken Fassadenplatte deutlich höher. Einen weiteren Einfluss hat die durch die variierende Geometrie bedingte, unterschiedliche adaptive Diskretisierung der FE-Modelle.

5.3.5.2 Diskontinuierliche Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion

Die in Abb. 5.11 erkennbare Linksschiefheit und die Histogrammspitzen sind auf die Funktionsweise der direkten Optimierung in ANSYS zurückzuführen. Der Optimierungssolver hat das Spannungsmaxima als Optimierungsziel und passt die Untersuchungsparameter adaptiv während der Berechnung an. Dadurch treten tendenziell Ergebnisse mit höheren Spannungen auf, wie es die Histogrammspitzen im linken Diagrammteil verdeutlichen. Prinzipiell kann in der Realität und einer tatsächlich zufälligen Verbindungsmittelimperfection von einer Normalverteilung ausgegangen werden. Das konnte von *Stoffregen u. König 1979* für Stützen gezeigt werden.

Zur Berücksichtigung der möglichen zusätzlich auftretenden Spannung infolge Verbindungsmittelimperfection soll der Beiwert $\alpha_{imp,dvs}$ verwendet werden. Mit diesem Beiwert können Materialwiderstände der Betonzug- und Betonbiegezugfestigkeit reduziert werden um den Modellierungsaufwand zu verringern. Dabei bietet sich die Verwendung in Anlehnung an den Abminderungsbeiwert α_{ct} nach *DIN EN 1992-1-1* an. Dieser Beiwert ermöglicht die Berücksichtigung von ungünstigen Auswirkungen bzw. Langzeiteinwirkungen auf die Zugfestigkeit von Beton.

Der Beiwert $\alpha_{imp,dvs}$ kann anhand der Untersuchungen in Abhängigkeit der Plattendicke d_{vs} angegeben werden und wird mithilfe des Steifigkeitsverhältnisses v_U sowie dem Schiefstellungswinkel φ_{imp} parametrisiert. Die Ermittlung der Grundgleichung erfolgt anhand der neun logarithmischen Regressionsgleichungen für die einzelnen Untersuchungsreihen (Anhang I, Abb. I.1 - I.3). Die Berücksichtigung des Schiefstellungseinfluss je Plattendicke erfolgt dabei über eine Parallelverschiebung der log. Regressionsgleichungen. Die Herleitung der nachfolgenden Gleichungen wird in Anhang I, Tabelle I.4 gezeigt. Für die untersuchten Plattendicken ergeben sich daraus die folgenden empirischen Gleichungen:

$$d_{vs} = 15 \text{ mm}: \quad \alpha_{imp,15} = \frac{3}{100} \ln(v_U) - \frac{14}{100} \varphi_{imp} + \frac{77}{100} \quad (5.3)$$

$$d_{vs} = 30 \text{ mm}: \quad \alpha_{imp,30} = \frac{7}{100} \ln(v_U) - \frac{4}{100} \varphi_{imp} + \frac{46}{100} \quad (5.4)$$

$$d_{vs} = 50 \text{ mm}: \quad \alpha_{imp,50} = \frac{4}{100} \ln(v_U) - \frac{3}{100} \varphi_{imp} + \frac{76}{100} \quad (5.5)$$

Die angegebenen Gleichungen sind gültig für $\varphi_{imp} = 10^\circ, 15^\circ$ und 20° . Eine Iteration zwischen verschiedenen Plattendicken kann nicht empfohlen werden. Vielmehr sollte die Ermittlung von $\alpha_{imp,dvs}$ stets auf der statisch sicheren Seite erfolgen, um das Rissbildungspotential der Fassade zu reduzieren. Prinzipiell ist der Ansatz der derzeit zulässigen Verbindungsmittelschiefstellung von mindestens $\varphi_{imp} = 10^\circ$ zu empfehlen (*DIBt 2012/16*), wenn keine zusätzliche Qualitätskontrolle erfolgt.

Der Vergleich zwischen Simulations- und Berechnungsergebnissen in Abb. 5.14 zeigt, dass das vorgeschlagene Berechnungsmodell in Summe niedrigere Ergebnisse für $\alpha_{imp,dvs}$ liefert. Das heißt, dass unplanmäßige Spannungen infolge Imperfection auf der Widerstandsseite sicher berücksichtigt werden können.

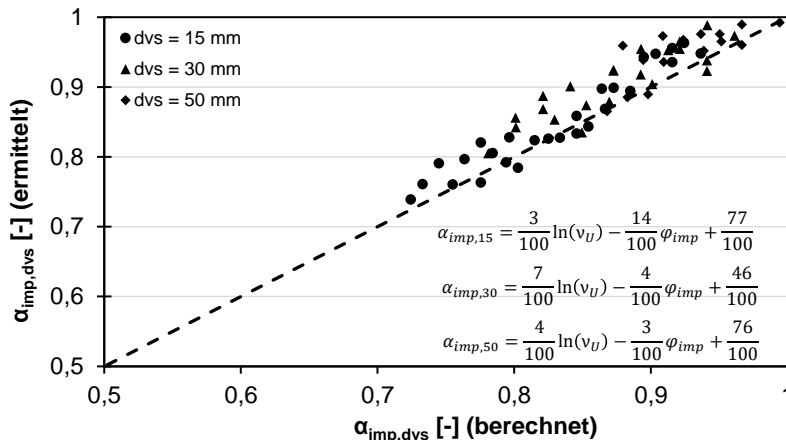


Abb. 5.14: Vergleich zwischen Ergebnissen der numerischen Simulation und dem Berechnungsmodell für den Imperfektionsfaktor $\alpha_{imp,dvs}$

5.4 Untersuchungen zur Spannungsverteilung bei einspringenden Ecken

Da unbewehrter UHPC nur ein geringfügiges Plastifizierungsvermögen besitzt, sind einspringenden Ecken bei der Berechnung und Konstruktion besonders zu berücksichtigen. Die auftretenden, lokalen Spannungskonzentrationen können nicht vernachlässigt werden. Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es, Konstruktions- sowie Berechnungsempfehlungen abzuleiten.

5.4.1 Stand der Technik

In der Praxis werden die Fenster- und Türbereiche oft scharfkantig geschalt, wodurch Risse begünstigt werden (Abb. 5.15). Für den Schalungsbau existieren Konstruktionsmaterialien, sogenannte Viertelstäbe, mit denen die auftretende Kerbspannung durch eine gezielte Eckausrundung deutlich reduziert werden kann. Das entspricht den Empfehlungen von *ZMB 2014*.



Abb. 5.15: Vorsatzschale einer Stahlbetonwandtafel mit Rissbildung im Bereich einer einspringenden Ecke

Wenn in einem Bauteil Kerben, Löcher, Dicken-, Breiten- oder Konturänderungen vorhanden sind, stellt sich ein ungleichförmiger Spannungszustand ein, den man als

Kerbwirkung bezeichnet (Petersen 2013). Die Höhe der Kerbspannung σ_K hängt maßgeblich von der Tiefe (= Fassadendicke) sowie dem Kerbradius ρ_K ab (Abb. 5.16). Diese örtlich auftretende Spannungskonzentration ist bei der Annahme einer unendlich scharfen Kerbe unendlich groß. Die Kerbspannung σ_K kann wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_K = \alpha_K \times \sigma_N \quad (5.6)$$

Die Nennspannung σ_N wird im Stahlbau verwendet und beschreibt einen beliebigen Rechenwert nach der technischen Festigkeitstheorie. Mit der Formzahl α_K (auch Kerbfaktor oder Kerbformziffer), die die vorhandene Kerbe beschreibt, wird die zu erwartende Kerbspannung ermittelt.

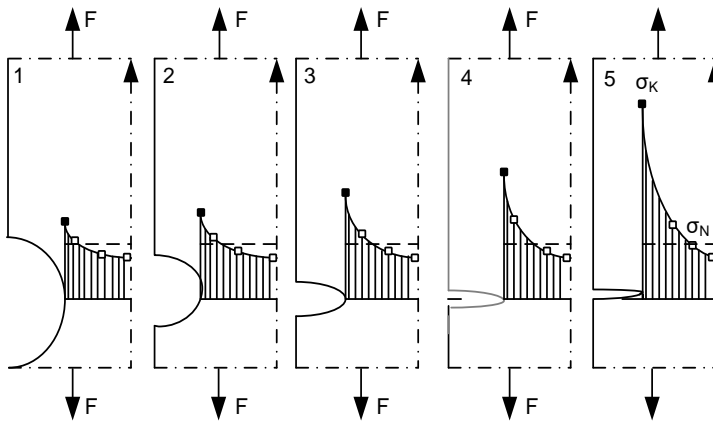


Abb. 5.16: Entwicklung der Kerbspannung in Abhängigkeit des Kerbradius bei einer Zugprobe nach Petersen 2013

Diese Kerbspannung zeigt sich im Betonbau insbesondere bei lokaler Querschnittsschwächung sowie bei einspringende Ecken in Form von Rissen (Bosold u. Müller 2010). Einspringende Ecken entstehen konstruktionsbedingt im Tür- oder Fensterbereich von mehrschichtigen Stahlbetonwandelementen. Diese Ecken führen bei der Schnittgrößenermittlung mittels eines FE-Modells zu einer Divergenz und stellen eine auftretende Singularität dar. Um diese Singularität zu umgehen werden einspringende Ecken im Modell ausgerundet, vernachlässigt oder es wird von einem lokalen plastifizieren des Materials und einem damit einhergehenden Spannungsabbau ausgegangen (Gebhardt 2011; Barth u. Rustler 2013).

5.4.2 Untersuchungsparameter

Die in Abb. 5.17 dargestellte Bauteilecke wird grundsätzlich, wie in Abs. 5.1 beschrieben, modelliert. Es wird der Einfluss einer gewollten Ausrundung im Bereich einer einspringenden Ecke untersucht und quantifiziert. Dazu wird eine exemplarische Bauteilecke simuliert und dieser Effekt, in Abhängigkeit des Ausrundungsradius ρ_K der Ecke, analysiert.

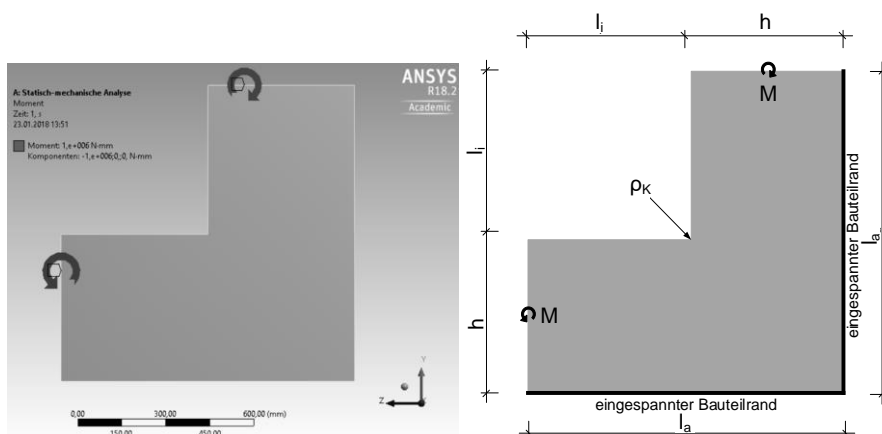


Abb. 5.17: Untersuchungen an einspringenden Ecken; links: in ANSYS modellierte Bauteilecke; rechts: Abmessungen, Belastung und Lagerungsbedingungen

Als Referenz wird das Modell mit einer Ausrundung von $\rho_K = 1 \text{ mm}$ verwendet. Aufgrund des beschriebenen Divergenzproblems kann kein realitätsnahes Ergebnis für eine scharfkantige Ecke ermittelt werden $\sigma_K = \infty$. In der folgenden Tab. 5.3 sind alle Untersuchungsparameter dargestellt.

Tab. 5.3: geometrische Parameter und Belastungsparameter zur Untersuchung der Kerbspannung in Abhängigkeit der Fassadendicke und des Ausrundungsradius

d_{vs} [mm]	l_a [mm]	l_i [mm]	h [mm]	ρ_K [°]	M [kNm]
15	100	50	50	1	1
				2	
				4	
				6	
				8	
10					
12					
15					
20					
25					
50				30	
				40	
				50	

5.4.3 Ergebnisse

In Abb. 5.18 sind die Ergebnisse der FE-Berechnungen dargestellt.

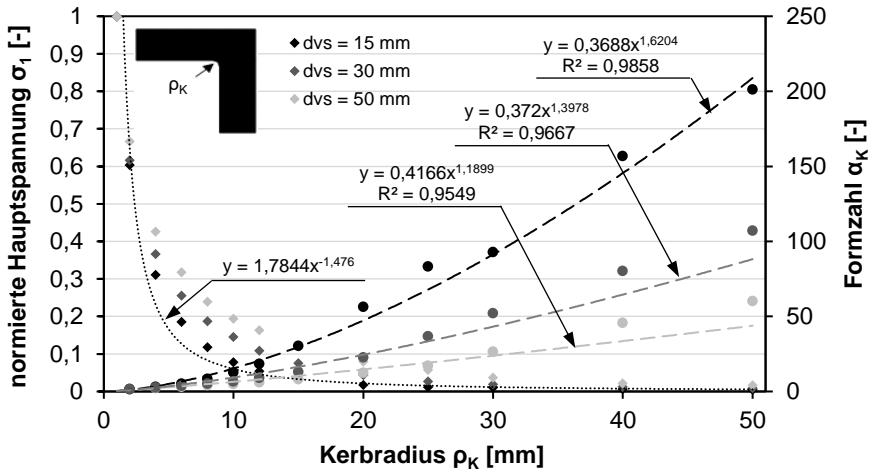


Abb. 5.18: Einfluss des Kerbradius ρ_K auf die max. Hauptspannung im Eckbereich einer einspringenden Ecke und die Formzahl α_K

Die in der Abb. 5.18 dargestellten Spannungen sind auf den jeweiligen Referenzwert mit $\rho_K = 1 \text{ mm}$ bezogen und normiert. Es zeigt sich bei allen Plattendicken eine exponentielle Abnahme der Spannungen mit größer werdendem Ausrundungsradius. Bereits ab einer Ausrundung von 2 mm wird die Spannung um mindestens 30 % reduziert. Infolge einer Spannungsumlagerung von der Kerbe in das Bauteil fällt die Spannung im weiteren Verlauf nahezu auf 0 % (Abb. 5.19). Insgesamt zeigen dünnere Platten eine höhere Spannungsreduktion bei gleichem Kerbradius.

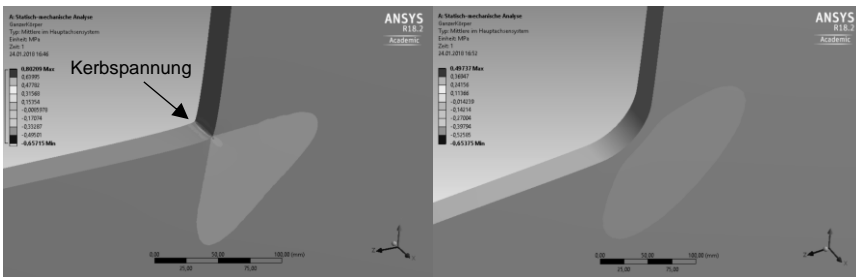


Abb. 5.19: Hauptspannungsverteilung σ_1 im Eckbereich einer Platte mit $d_{vs} = 30 \text{ mm}$; links: $\rho_K = 1 \text{ mm}$; rechts: $\rho_K = 50 \text{ mm}$

Die in Abb. 5.18 dargestellten polynomischen Funktionsverläufe der Formzahl α_K zeigen einen kontinuierlichen Anstieg in Abhängigkeit der Plattendicke. Bis zu $\rho_K = 10 \text{ mm}$ ergeben sich identische Ergebnisse, bis die Verläufe anschließend divergieren.

5.4.4 Diskussion und Schlussfolgerung

Es zeigt sich eine deutliche Spannungsreduktion mit der Vergrößerung der Ausrundung im Eckbereich. Das ist auf eine Reduktion der lokal auftretenden Kerbspannung σ_K zurückzuführen. Die kleinsten erhältlichen Viertelstäbe beginnen ab einem $\rho_K = 6 \text{ mm}$ und würden die auftretende Kerbspannung bereits um min. 65% reduzieren.

5.4.4.1 Berechnung der Formzahl α_K

Erfolgt die linear-elastische Schnittgrößenermittlung für ein Fassadenelement mit einspringenden Ecken und werden diese nicht ausgerundet modelliert, kann die Formzahl zur Ermittlung der Bemessungsspannung im Eckbereich verwendet werden. Es empfiehlt sich eine lokale Eckverfeinerung um die auftretende Singularität in der Ecke durchzuführen und im direkten Grenzbereich eine Nennspannung abzugreifen. Diese wird anschließend mit der Formzahl multipliziert (Gleichung 5.6). Das Ergebnis ist die Kerbspannung im Eckbereich die zur Bemessung verwendet wird.

Die Formzahl α_K berechnet sich in Abhängigkeit der Plattendicke zu:

$$\alpha_K = \frac{19}{50} \rho_K^{k_{VS,i}} \quad (5.7)$$

Dabei ist:

ρ_K der Kerbradius in mm und

$k_{VS,i}$ der Maßstabsfaktor zur Berücksichtigung der Plattendicke.

$k_{VS,15} = 1,6$ für $d_{VS} = 15 \text{ mm}$

$k_{VS,30} = 1,4$ für $d_{VS} = 30 \text{ mm}$

$k_{VS,50} = 1,2$ für $d_{VS} = 50 \text{ mm}$

Diese Gleichung basiert auf den Potenzfunktionen der Regressionsverläufe in Abb. 5.18. Eine lineare Interpolation des Beiwertes $k_{VS,i}$ im Bereich zwischen $d_{VS} = 15 \text{ mm}$ bis 50 mm ist zulässig.

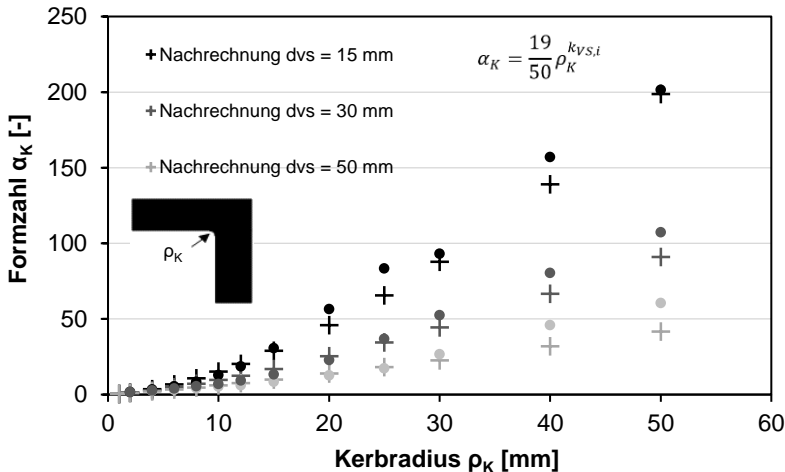


Abb. 5.20: Nachrechnung der Formzahl in Abhängigkeit von Plattendicke und Ausrundungsradius

Die Abb. 5.20 zeigt, dass die Simulationsergebnisse gut mit der Gleichung 5.7 nachgerechnet werden können. Durch die geringfügige Unterschätzung des Kerbradius wird die jeweilige Nennspannung auf der sicheren Seite ermittelt.

6 Bemessungskonzept und Konstruktionsregeln

6.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden zu Beginn die Möglichkeiten der Schnittgrößenermittlung aufgezeigt sowie Hinweise zur effizienten FE-Modellierung in der Baupraxis gegeben. Anschließend wird ein Konzept zur Bemessung des Fassadensystems vorgestellt. Die Nachweisführung basiert im Wesentlichen auf einer Kombination der in Abs. 2.3 vorgestellten Bemessungskonzepte und dem Vergleich von Einwirkungen und Widerständen. Durch die Nachrechnung der Großversuche werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) verifiziert. Im letzten Abschnitt werden Konstruktionsgrundlagen angegeben.

6.2 Anwendungsbereich

Das Bemessungskonzept gilt für freihängende, punktgelagerte, unbewehrte Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit oder ohne einer Hinterlüftung. Zur Verbindung der einzelnen Schichten werden stiftförmigen Verbindungsmittel aus unidirektional faserverstärktem Kunststoff verwendet. Das Verankerungskonzept sieht ein gleichmäßiges, rechteckiges Verbindungsmittelraster vor, ohne die Anordnung von Verbindungsmitteln im Verformungsruhepunkt der Stahlbetonwandtafel. Die zulässige Fassadendicke beträgt 15 mm - 55 mm. Die Verwendung der Wandtafeln ist auf den Einbau über der Geländeoberkante beschränkt. Weiterhin wird die Höhe der Tragschale auf $H \leq 3$ m und die Dicke $d_T \geq 20$ cm begrenzt. Dadurch kann die Tragschale als unendlich biege- und dehnstarr angesehen werden und ein ungewollter Sandwicheffekt kann als Einwirkung ausgeschlossen werden. Bei abweichenden Abmessungen der Tragschale können die Schnittgrößen infolge der Sandwichtragwirkung nach *Pahn 2011* ermittelt werden. Durch den Sandwicheffekt entstehen in der Vorsatzschale zusätzliche Zugspannungen, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. Prinzipiell ist bei der Verwendung der Modelle und Materialfaktoren die Übertragbarkeit der Ergebnisse anhand der Angaben aus den Abschnitten 4 und 5 zu überprüfen.

6.3 Ermittlung der Schnittgrößen

6.3.1 Allgemeines

Um eine möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung in der Fassadenplatte zu erreichen und den Einfluss von Zwangskräften zu minimieren, muss eine geeignete Unterkonstruktion gewählt werden. Dazu soll der Grenzwert des Steifigkeitsverhältnisses $v_U \leq 2800 \frac{1}{m}$ nicht überschritten werden.

$$v_U = \frac{C_{A,Z}}{EI_P} = \frac{\frac{E_{VM} \times \pi \times r_{VM}^2}{h_D}}{E_{cm} \times \frac{b_{VS} \times d_{VS}^3}{12}} \leq 2800 \frac{1}{m} \quad (6.1)$$

6.3.2 Überschlägliche Schnittgrößenermittlung

Zur überschläglichen Ermittlung von Plattenschnittgrößen kann das Näherungsverfahren aus *DAfStb Heft 240* zur Vorbemessung des Fassadensystems verwendet werden. Weiterhin kann mit der sogenannten Gurtstreifenmethode eine FEM-Berechnung ausreichend genau überprüft werden. Für die Nachweisführung sind diese Ergebnisse hingegen nicht geeignet. Das Näherungsverfahren verschmiert das einwirkende Moment im Stützbereich. Es basiert auf der Annahme, dass das verwendete Material plastifizieren kann, eine Spannungsumlagerung möglich ist und dadurch lokale Spannungsspitzen abgebaut werden können. Das widerspricht dem Materialverhalten von unbewehrtem UHPC und führt zu einer unkalkulierbaren Rissbildungsgefahr. Eine genaue Schnittgrößenermittlung mittels FEM ist zwingend notwendig.

6.3.3 Schnittgrößenermittlung mittels FEM

Die Modellierung des Fassadensystems kann sowohl mit Flächen- als auch Volumenelementen erfolgen. Derzeit verfügt nahezu jede Baustatiksoftware über ein integriertes FEM-Modul, mit dem sich zumindest zweidimensionale Systeme modellieren und linear-elastische Materialmodelle verwenden lassen. Das ermöglicht eine ebenso genaue Schnittgrößenermittlung, da die Fassadeplatte als Schubstarr angesehen werden kann (Kirchhoffsche Plattentheorie). Ein auf die FEM spezialisiertes EDV-Programm ist nicht zwingend notwendig. Im Nachfolgenden werden in Analogie zur *DIN 18008-3* Hinweise zur Modellierung angegeben. Ähnlich dem Glasfassadenbau ist insbesondere der Verankerungsbereich, aber auch der Bereich um einspringende Ecken besonders zu beachten. Hier kann es zu hohen Spannungsspitzen infolge von auftretenden Singularitäten kommen. Diese zeigen sich durch einen Anstieg der Spannung bzw. Schnittgröße bei feiner werdender Diskretisierung und streben gegen einen unendlich großen Grenzwert.

Zur Lagerung können sowohl Knoten- und Flächenlager oder die gewählten Verbindungsmittel modelliert werden. Bei Knotenlagern tritt zwangsläufig eine Singularität im Stützbereich auf. Die sichere Ergebnisinterpretation ist nicht trivial. Eine Verwendung von Flächenlagern mit der Querschnittsfläche der Verbindungsmittel oder die Modellierung der Verbindungsmittel selbst liefert qualitativ bessere Ergebnisse. Die Diskretisierung des Gesamtsystems hat möglichst homogen zu erfolgen und es sind die Ergebnisse aus Abschnitt 5.1.3 zu beachten. Bereits sehr gute Ergebnisse werden bei einer Maschenweite von $l_n = 5 \text{ mm}$ erzielt. Eine grobe Diskretisierung führt zu hohen Schnittgrößen und liegt auf der sicheren Seite. Dadurch kann die Bemessung des Fassadensystems unwirtschaftlich werden, so dass eine Konvergenzuntersuchung grundsätzlich zu empfehlen ist.

Im Eckbereich kommt es zwangsläufig zu einer Singularität (vgl. Abs. 5.4). Das kann durch eine gezielte Ausrundung vermieden werden. Damit der Modellierungsaufwand reduziert wird, kann als Alternative eine lokale Verfeinerung der Diskretisierung durchgeführt werden, um die auftretende Kerbspannung abzugreifen und von der Singularität zu separieren. Bei planmäßiger Eckausrundung kann die auftretende Nennspannung wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_N = \frac{50 \sigma_k}{19 \rho_R^{k_{VS,i}}} \quad (6.2)$$

mit:

ρ_K	Ausrundungsradius in mm
$k_{VS,i}$	Maßstabsfaktor zur Berücksichtigung der Plattendicke
$k_{VS,15} = 1,6$	für $d_{vs} = 15$ mm
$k_{VS,30} = 1,4$	für $d_{vs} = 30$ mm
$k_{VS,50} = 1,2$	für $d_{vs} = 50$ mm

6.4 Nachweiskonzept

Das Nachweiskonzept basiert auf der Durchführung von expliziten rechnerischen Nachweisen sowie auf der Einhaltung konstruktiver Regeln. Damit die Nachweise geführt werden können, ist die Ermittlung der Biegezugfestigkeit nach *DIN EN 196-1* an trockengelagerten Prismen unabdingbar. Liegt ein Prüfzeugnis für die verwendete Betonrezeptur vor, können die Festbetonprüfungen gegebenenfalls entfallen.

6.4.1 Nachweisführung

Durch Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchs- sowie der Tragfähigkeit (GZG und GZT) wird nachgewiesen, dass die Anforderungen an das Bauteil erbracht werden können. Die Nachweisführung erfolgt anhand von Bemessungswerten der Bauteilwiderstände und Einwirkungen. Aufgrund des nahezu linearen Materialverhaltens von UHPC werden die Nachweise anhand von Spannungen in ausgezeichneten Querschnittspunkten mit maximaler Belastung geführt. Diese Vorgehensweise orientiert sich am Glas- und Holzbau sowie dem Bereich der Werksteine. Für den GZT gilt:

$$E_d \leq R_d \quad (6.3)$$

sowie für Nachweise im GZG:

$$E_d \leq C_d \quad (6.4)$$

6.4.2 Sicherheitskonzept

Es wird das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept nach *DIN EN 1990* angewendet. Die Lastfaktoren γ_F sowie die Kombinationsbeiwerte ψ_i sind in *DIN EN 1990* sowie *DIN EN 1990/NA* angegeben. Die Einwirkungen sind Abs. 2.2 zu entnehmen. Zur Ermittlung der charakteristischen Bauteilwiderstände für die Zugfestigkeit f_{ctk} bzw. die Biegezugfestigkeit $f_{ctk,fl}$ ist nach *DIN 18516-5* ein 5 %-Quantil bei einem Vertrauensniveau von 75 % und logarithmischer Normalverteilung

zu ermitteln. Das erfolgt mit der Standardabweichung s_y und dem Mittelwert \bar{y} der logarithmierten Prüfergebnisse $\ln(x)$ zu:

$$f_k = e^{\bar{y} - s_y \times k_n} \quad (6.5)$$

Der 5%-Fraktillenfaktor für den baupraktisch üblichen Bereich von 3 - 10 Prüfungen ist in Tab. 6.1 aufgeführt. Für eine abweichende Versuchsanzahl kann der Faktor der *DIN ISO 16269-6* entnommen werden.

Tab. 6.1: Darstellung des 5%-Fraktillenfaktors k_n in Abhängigkeit der durchgeführten Versuche n und einem Vertrauensniveau von 75% nach *DIN ISO 16269-6*

n	3	4	5	6	7	8	9	10
k_n	3,152	2,681	2,464	2,336	2,251	2,189	2,142	2,104

Die Berechnung des Bemessungswertes der Zugfestigkeit f_{ctd} bzw. der Biegezugfestigkeit $f_{ctd,fl}$ erfolgt prinzipiell mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c , den ermittelten Faktoren aus Abschnitt 4 und 5, sowie dem Beiwert α_{ct} zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen. Der Beiwert α_{ct} ist mit 0,85 anzusetzen. Nach *Fingerloos 2012* beträgt dieser für unbewehrte Bauteile 0,7 bei einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,5. Da gemäß *DIN EN 1992-1-1* ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert für Beton verwendet werden soll, dient die Anpassung von α_{ct} dazu, den ursprünglichen Teilsicherheitsbeiwert von 1,8 für unbewehrte Bauteile aus der überholten *DIN 1045-1* zu erreichen. Für das untersuchte Fassadensystem wird der Teilsicherheitsbeiwert γ_c im Folgenden bestimmt.

Auch für Betonwerk- und Natursteinfassaden wird im Allgemeinen der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,8$ verwendet (vgl. Abs. 2.3). Es ist jedoch unklar, ob dieser Wert auf UHPC übertragbar ist. In der Theorie der Tragwerkszuverlässigkeit wird die Lognormalverteilung verwendet, um Materialfestigkeiten zu beschreiben (*Stauder 2015*). Nach *ECP 2008* berechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert für Beton und Baustahl wie folgt:

$$\gamma_M = e^{(3,04 \times V_R - 1,64 \times V_f)} \quad (6.6)$$

mit dem Variationskoeffizienten des Tragwiderstandes V_R :

$$V_R = \sqrt{(V_{Mod}^2 + V_G^2 + V_f^2)} \quad (6.7)$$

Dabei ist:

- V_{Mod} der Variationskoeffizient der Modellunsicherheit,
- V_G Variationskoeffizient der geometrischen Eigenschaften und
- V_f der Variationskoeffizient der Materialfestigkeit.

Für Beton gelten die Annahmen $V_{Mod} = V_G = 5 \%$ bei einem Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit $V_f = 15 \%$. Durch Multiplikation von γ_M mit dem Faktor $\eta = 1,15$ errechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert von Beton $\gamma_c = 1,5$. Der Beiwert η dient zur Berücksichtigung der Divergenz zwischen den Ergebnissen der Prüfungen am Bauwerksbeton und an Normprobekörpern. Ursache dafür sind im wesentlichen Volumen- und Maßstabeffekte, Feuchtigkeits- und Temperatureinflüsse. Weiterhin wirken sich bei der Betonage die Witterungseinflüsse, Herstellungsbedingungen und das Verdichten auf die Bauteilfestigkeit aus (DBV Heft 24).

Ultrahochleistungsbeton verfügt über ein homogeneres Gefüge als normalfester Beton, woraus geringere Materialstreuungen resultieren. Weiterhin treten aufgrund der fließfähigen Eigenschaften sowie der Herstellung im Fertigteilwerk geringere Geometrieabweichungen auf. Aus diesem Grund wird ein Teilsicherheitsbeiwert bestimmt. Das erfolgt u.a. anhand der Ergebnisse der biaxialen Biegezugfestigkeit aus Abschnitt 4.3.4. Die Ergebnisse zeigen eine maximale Streuung der geometrischen Abmessungen sowie der ermittelten Bruchspannungen. Die Modellunsicherheit wird anhand der Nachrechnung der Großversuche abgeleitet (Abs. 6.4.4.1).

Nach EC 1990 kann der Variationskoeffizient einer Datenbasis mit den Einzelwerten x berechnet werden. Dabei gilt die Annahme „ V_X unbekannt“ sowie $Y = \ln(X)$. Es gilt:

$$V_X = \sqrt{e^{s_Y^2} - 1} \quad (6.8)$$

Dabei ist s_Y die Standardabweichung der logarithmierten Prüfergebnisse:

$$s_Y = \sqrt{\frac{1}{n-1} (\ln(X_i) - m_Y)^2} \quad (6.9)$$

mit dem Mittelwert:

$$m_Y = \frac{1}{n} \sum \ln(X_i) \quad (6.10)$$

Mit den angegebenen Gleichungen lassen sich die Variationskoeffizienten V_G , V_{Mod} und V_f unter der Annahme einer logarithmischen Normalverteilung bestimmen. Für das untersuchte Fassadensystem ergibt sich ein $V_G = 3,82 \%$ und $V_f = 8,28 \%$. Mit der Modellunsicherheit von $V_M = 7,83 \%$ aus Abschnitt 6.4.4.1 lässt sich $\gamma_{M,calc} = 1,26$ ermitteln. Unter der Berücksichtigung von $\eta = 15 \%$ ergibt sich ein $\gamma_{c,calc} = 1,45$. Da die Basis dieser Berechnung ein begrenzter Versuchsumfang bildet und z.B. die ermittelten geometrischen Variationen an Laborprobekörpern erfolgen, sollte der Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma_c = 1,5$ festgelegt werden.

Prinzipiell ist es denkbar den Teilsicherheitsbeiwert γ_M zu verwenden, wenn vor der Herstellung von Fassadenelementen Probepplatten im Fertigteilwerk hergestellt werden. Die Probenentnahme erfolgt an Musterplatten, die den gleichen Lagerungsbedingungen wie die späteren Bauteile unterliegen. Dabei muss während

der Prüfung die entlüftete Seite des Probekörpers im Bereich der auftretenden Zugspannungen liegen. Durch dieses Vorgehen können repräsentative Materialwiderstände für die Bemessung ermittelt werden. Dies entspricht dem Vorgehen zur Nachrechnung von Bestandsbauwerken (*DBV Heft 24*).

6.4.3 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Verformungsnachweise im GZG werden mit der selten auftretenden Lastfallkombination nach Abschnitt 2.2.3 geführt.

6.4.3.1 Begrenzung der Durchbiegung

Der Nachweis der Durchbiegungsbegrenzung muss nur bei Bedarf, d.h. in Abstimmung mit den Bauherren geführt werden. Der Nachweis erfolgt anhand eines festgelegten Verformungskriteriums. So kann beispielsweise festgelegt werden, dass die Durchbiegung der Vorsatzschale 1/250 der Stützweite nicht überschreitet.

6.4.3.2 Nachweis gegen Absenken der Fassadenplatte

Ein unkontrolliertes Absenken der Fassadenplatte kann sowohl das Fugenbild deutlich beeinträchtigen als auch das Rissbildungspotential der Vorsatzschale erhöhen. Setzt sich eine Fassade auf einer darunterliegenden ab, kommt es in der Fuge zu einer Kraftübertragung infolge Reibung, wodurch sich die Lagerungsbedingungen verändern (s. Abb. 2.9). Das erhöht die Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur.

Ein weiteres Kriterium ist die maximale Verformbarkeit der Verbindungsmittel quer zur Stablängsachse. Das ist in der jeweiligen Zulassung der Verbindungsmittel geregelt (*DIBt 11/2016; DIBt 8/2015*). Für das im untersuchten Fassadensystem verwendete Verbindungsmittel können die folgenden Grenzverformungen angegeben werden:

Tab. 6.2: Maximal zulässige Verformung der Verbindungsmittel quer zur Stablängsachse u_{VM} nach *DIBt 11/2016*

Dicke der Wärmedämmung d_b [mm]	U_{VM} [mm]
60	2,2
100 bis 350	3,7

Zum Nachweis der Vertikalverformung u_V gilt:

$$u_V \leq \frac{u_{VM}}{u_a} \quad (6.11)$$

Dabei ist u_{VM} die maximal zulässige Verformung der Verbindungsmittel quer zur Stablängsachse und u_a die maximal zulässige vertikale Verformung der Fassadenplatte. Diese muss geringer als die geplante, horizontale Fugenbreite zwischen den Fassadenelementen sein, um ein aufeinander Absetzen der Elemente auszuschließen. Weiterhin können ggf. optische Anforderungen an die

Fugengeometrie bestehen, die eingehalten und mit den Bauherren abgestimmt werden müssen.

6.4.3.3 Schwinden

Die Rissbildung in der Fassadenplatte stellt ein optischen und ggf. einen standsicherheitsgefährdenden Mangel dar. Damit der Mangel lediglich das Erscheinungsbild beeinträchtigt, ist sicherzustellen, dass im Verankerungsbereich kein Riss auftritt. Das erfolgt unter anderem durch konstruktive Maßnahmen (Abs. 6.5). Besonders in den ersten Tagen nach der Betonage besteht ein erhöhtes Rissbildungspotential infolge Schwindens. Das resultiert aus der größeren Schwindneigung von UHPC gegenüber Normalbeton (vgl. Abs. 4.4). Zur nachfolgenden konservativen Ermittlung der Zwangsspannungen gilt die Annahme, dass die Tragschale unendlich dehnsteif ist, kein Schwindverhalten aufzeigt und kein Verbund mit der Dämmung besteht.

Infolge des Schwindens der Fassadenplatte kommt es zu einer Verkürzung. Die Verbindungsmittel und ggf. der Dämmstoff verhindern diese Verformung. Daraus resultieren Rückstellkräfte, die zu einer Zugspannung in der Fassade führen. In Abb. 6.1 sind die für die Spannungsermittlung benötigten, geometrischen Parameter dargestellt. Es ist stets die maßgebende Bauteilachse zu untersuchen. Maßgebend ist die Bauteilachse mit den meisten in einer Reihe angeordneten Verbindungsmitteln.

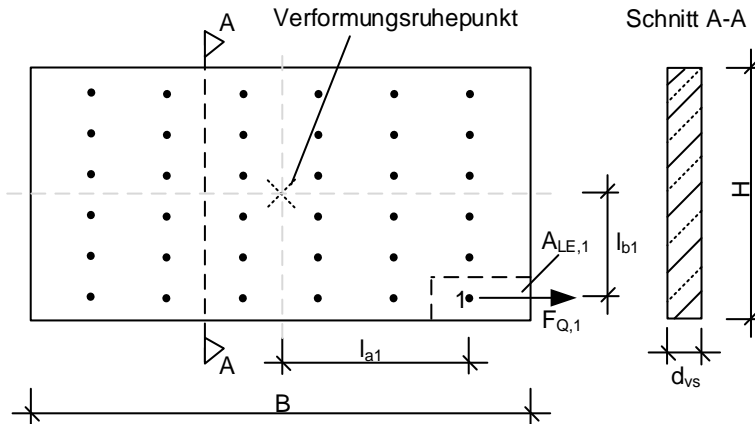


Abb. 6.1: Exemplarische Darstellung der benötigten geometrischen Parameter zur Berechnung der auftretenden Spannung infolge Schwindens

Jedes Verbindungsmittel erfährt eine Zwangsverformung $u_{ca,i}$ infolge Schwindens. Diese ergibt sich zu:

$$u_{ca,i} = \varepsilon_{ca} \times l_{VM,\frac{a}{b},i} \quad (6.12)$$

Dabei ist $l_{VM,\frac{a}{b},i}$ der Abstand vom Verformungsruhepunkt des Fassadenelements zum jeweils betrachteten Verbindungsmittel. Die spannungsinduzierende Schwindverformung ε_{ca} ergibt sich nach Abs. 4.4.5.1 innerhalb der Anwendungsgrenzen zu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \frac{e^{-\frac{97}{5000}k_{ca} \times t} - 1}{4} \quad (6.13)$$

mit:

t	das Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt nach der Erhärtung,
k_{ca}	der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Gesteins und der Additive auf die autogene Schinddehnung.
$k_{ca} = 1,8$	hohe zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindbegünstigenden Gesteinen, z.B. Kalkstein und Gabbro sowie bei 1/3 mm Sieblinien
$k_{ca} = 1,4$	mittlere zu erwartende Schwindverformung, gilt für die meisten Gesteine und Sieblinien von 2/5 mm bis 5/8 mm
$k_{ca} = 1,0$	niedrige zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindreduzierenden Gesteinen wie Basalt oder Diabas mit einer Sieblinie ab 2/5 mm bzw. bei der Zugabe von Schwindreduzierer.

Die Berechnung der Rückstellkraft des Verbindungsmittels erfolgt am statischen System eines beidseitig eingespannten Trägers. Kann eine verformungsbehindernde Wirkung der Wärmedämmung (bspw. durch Reibung, siehe Abs. 3.3.1) nicht ausgeschlossen werden, wird der Anteil über die auftretende Schubspannung τ_D sowie der Lasteinzugsfläche $A_{le,i}$ je Verbindungsmittel ermittelt. Daraus resultiert die folgende Gleichung für die Zugspannung in der Fassadenplatte $\sigma_{ca,(t)}$ infolge Schwindens mit der Querschnittsfläche A_{vs} der Vorsatzschale in der maßgebenden Achsrichtung zu:

$$\sigma_{ca,(t)} = \frac{\sum \left(u_{ca,i} \times \frac{12EI}{d_D^3} \right) + \sum (A_{le,i} \times \tau_D)}{A_{vs}} \quad (6.14)$$

Zum Nachweis des Schwindens soll gezeigt werden, dass die auftretende Zugspannung $\sigma_{ca,(t)}$ die zentrische Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ des Betons zum Betrachtungszeitpunkt nicht überschreitet. In Müller 2016 sind Versuche zur Festigkeitsentwicklung von UHPC nach Abs. 3.1 aufgeführt. Die Biegezugfestigkeit von Nanodur zeigt demnach in den ersten 10 Stunden einen linearen Anstieg. Bereits nach 6 Stunden beträgt die Biegezugfestigkeit 32 % und nach 8 Stunden 40 % der Endfestigkeit.

Es ist möglich, die Relaxation des Betons und der Verbindungsmittel zu berücksichtigen. Anhand der Ergebnisse in Abschnitt 4.6.4 kann für die untersuchten Verbindungsmittel ein Relaxationsvermögen von bis zu 1,15 mm ausgemacht werden. Solange keine genaueren Informationen vorliegen, ist ein konservatives Vorgehen zu

wählen. Das bedeutet die Schwindspannungen voll anzusetzen. Zum Nachweis im GZT sollten diese auf der Widerstandsseite abgezogen werden. Für den Fall, dass die Schwindspannungen zu groß sind und kein Nachweis erbracht werden kann, bestehen nach Abschnitt 4.4.5.1 u.a. die folgenden Optimierungsmöglichkeiten:

- verzögerte Betonage der Tragschale, damit sich die Vorsatzschale in den ersten Stunden nach der Betonage frei verformen kann,
- Optimierung der Betonmischung zur Reduktion der Schwindneigung

Zur Nachweisführung kann das Nachweisformat nach *Müller 2015* übernommen und wie folgt erweitert werden:

$$\frac{1}{\frac{1}{k_{r,c,(t)}} + \frac{1}{k_{r,VM,(t)}}} \times \sigma_{ca,(t)} \leq f_{ct,eff} \quad (6.15)$$

mit:

- | | |
|-------------------|---|
| $k_{r,c,(t)}$ | Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Relaxation des Betons |
| $k_{r,VM,(t)}$ | Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Relaxation des Verbindungsmittels |
| $f_{ct,eff}$ | wirksame Betonzugfestigkeit |
| $\sigma_{ca,(t)}$ | Zwangsspannung in der Vorsatzschale infolge Schwindens |

6.4.4 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden unter Berücksichtigung der Grundkombination nach Abschnitt 2.2.3 geführt.

6.4.4.1 Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Fassadenplatte

Der Nachweis auf Biegung und Zug erfolgt anhand der Hauptschnittgrößen nach Gleichung 6.16. Dabei wird die für spröde Werkstoffe verwendete Hauptnormalspannungshypothese angewendet. Sowohl ein reiner Zug- als auch Biegenachweis ist möglich.

$$\eta = \frac{N_{Ed}/A}{f_{ctd}} + \frac{M_{Ed}/W}{f_{ct,fl,d,i}} \leq 1,0 \quad (6.16)$$

Zur Bemessung wird die uniaxiale Biegezugfestigkeit benötigt. Daraus können Materialwiderstände der uni- und biaxialen Zug- und Biegezugfestigkeit abgeleitet werden. Die Prüfung der Biegezugfestigkeit erfolgt in Anlehnung an *DIN EN 196-1* an mindestens 5, bis zur Prüfung trocken gelagerten, Normprobekörpern (vgl. Abs. 4.1).

Zur Berechnung des Materialwiderstandes der uni- und biaxialen Zugfestigkeit $f_{ctd,I} = f_{ctd,II} = f_{ctd}$ kann die folgende Gleichung (vgl. Abs. 4.3) verwendet werden:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct,fl,l,k} \times k_{fct,fl,l} \times f_{1,ct} \times f_{2,F} \times f_{3,ct,T} \times \alpha_{imp,i} \times \alpha_c}{\gamma_c} \quad (6.17)$$

Zur Ermittlung der uni - $f_{ct,fl,d,l}$ oder biaxialen $f_{ct,fl,d,II}$ Biegezugfestigkeit wird die nachfolgende Gleichung verwendet:

$$f_{ct,fl,d,i} = \frac{f_{ct,fl,l,k} \times k_{fct,fl,l} \times f_{1,ax} \times f_{2,F} \times f_{3,fl,T} \times \alpha_{imp,i} \times \alpha_c}{\gamma_c} \quad (6.18)$$

Dabei ist:

$f_{ct,fl,l,k}$ die charakteristische Biegezugfestigkeit am trockengelagerten Prisma 160x 40 x 40 mm³ mit min. 3 Versuchen nach *DIN EN 196-1*

$k_{fct,fl,l}$ der Maßstabsfaktor bei uniaxialer Biegung (Abs. 4.3.5.3)

$$k_{fct,fl,l} = -17 \times 10^{-3} h + 1,68$$

$f_{1,ct}$ der Faktor zur Ermittlung der Zugfestigkeit (Abs. 4.3.5.1) mit:

$$h \geq 35 \text{ mm:} \quad f_{1,ct} = \frac{2,0 \times \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2,0 \times \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}$$

$$h < 35 \text{ mm:} \quad f_{1,ct} = \frac{1}{2,1}$$

$f_{1,ax}$ der Faktor zur Berücksichtig. der Belastungsrichtung (Abs. 4.3.5.2)

$$\text{uniaxial:} \quad f_{1,ax} = 1,0$$

$$\text{biaxial:} \quad f_{1,ax} = 2 \times 10^{-4} \times \left(h^2 + \frac{h}{2}\right) + 1,6$$

$f_{2,F}$ der Expositionsbeiwert bei häufigen Frost-Tau-Wechseln (Abs. 4.1.6.2), bei ausgeprägten Frostperioden oder geneigten Fassaden:

$$f_{2,F} = 0,71$$

im Regelfall:

$$f_{2,F} = 1,0$$

$f_{3,ct,T}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Zugfestigkeit (Abs. 4.2.1)

$$f_{3,ct,T} = 1,16 - 0,008 \times T$$

$f_{3,fl,T}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses T in °C auf die Biegezugfestigkeit (Abs. 4.2.1)

$$\text{normal:} \quad f_{3,fl,T} = 1,112 - 0,005 \times T$$

$$\text{quarzhaltiger (UHPC):} \quad f_{3,fl,T} = 1,91 \times T^{-0,223}$$

$\alpha_{imp,i}$ der Faktor zur Berücksichtigung von Verbindungsmittel-imperfektionen (Abs. 5.3.5)

$$dvs = 15 \text{ mm:} \quad \alpha_{imp,15} = \frac{3}{100} \ln(v_U) - \frac{14}{100} \varphi_{imp} + \frac{77}{100}$$

$$dvs = 30 \text{ mm:} \quad \alpha_{imp,30} = \frac{7}{100} \ln(v_U) - \frac{4}{100} \varphi_{imp} + \frac{46}{100}$$

$$dvs = 50 \text{ mm:} \quad \alpha_{imp,50} = \frac{4}{100} \ln(v_U) - \frac{3}{100} \varphi_{imp} + \frac{76}{100}$$

mit:

$$v_U = \frac{C_{A,Z}}{EI_p} = \frac{\frac{E_{VM} \times \pi \times r_{VM}^2}{h_D}}{E_{cm} \times \frac{b_{VS} \times d_{VS}^3}{12}} \leq 2800 \frac{1}{m}$$

α_c = 0,85 zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen (Abs. 6.4.2), ohne Langzeiteinwirkungen $\alpha_c = 1,00$

γ_c = 1,5; γ_M ansetzbar, wenn erhöhte Anforderungen an die Probekörperlagerung und Prüfung (Abs. 6.4.2) umgesetzt werden

φ_{imp} = 10°, 15° und 20°

In Abb. 6.2 sind die Ergebnisse der Nachrechnung der Großversuche aus Abschnitt 4.7 dargestellt. Die Berechnung erfolgt anhand von Mittelwerten der Biegezugfestigkeit am trockengelagerten Prisma nach *DIN EN 196-1* ohne Teilsicherheitsbeiwerte.

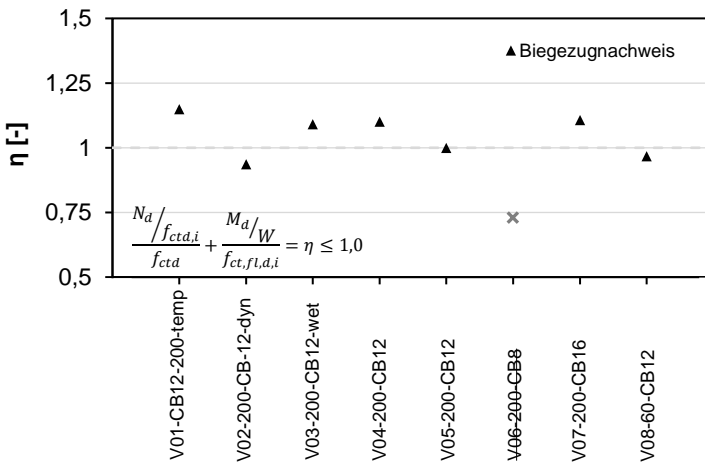


Abb. 6.2: Nachrechnung der Großversuche mittels des Biegezugnachweises für die Vorsatzschale anhand von Mittelwerten ohne die Berücksichtigung von Sicherheiten

Die Ergebnisse in Abb. 6.2 zeigen eine maximale Abweichung von ca. 15% für die Kombination aus Temperatur und Winddruck. Alle anderen Versuche zeigen eine geringere Abweichung, mit Ausnahme des Versuchs V07-200-CB8. Bei diesem Versuch ist das Stabilitätsversagen des mittleren Verbindungsmittels versagensinitiiierend (vgl. Abs. 4.7). Auf Grund der abweichenden Versagensart wird dieses Ergebnis nicht bei der Ermittlung der Modellunsicherheit berücksichtigt. Der

Variationskoeffizient der Modellunsicherheit beträgt demnach 7,8 % und liegt somit im aus der Literatur bekannten Bereich von 1 bis 15 % nach *Fischer 2010*. Der Mittelwert von η beträgt $\eta = 1,01$. Somit kann die mittlere Modellgenauigkeit mit 1% angegeben werden. Durch die Nachrechnung der Versuche werden sowohl das Nachweisformat als auch die rechnerisch- und versuchstechnisch ermittelten Parameter verifiziert. Ausgenommen sind die Faktoren $\alpha_{imp,i}$, $f_{2,F}$ sowie der aus der Literatur bekannte α_c – Faktor.

Nachfolgend erfolgt ein exemplarischer Vergleich zum Stand der Technik hinsichtlich der Ermittlung eines uniaxialen Bemessungswiderstandes der Biegezugfestigkeit für eine zwängungsfrei gelagerte, hinterlüftete Vorhangfassade aus Betonwerkstein, respektive (U)HPC (Abb. 6.3). Grundlage der Berechnung bilden die Versuchsergebnisse an trocken- (TL) und wassergelagerten (WL) Biegezugprismen aus Abb. 4.6. Anschließend wird der Bemessungswiderstand unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- und Expositionsbeiwerte nach *DIN 18516-5* und des vorliegenden Bemessungskonzeptes ermittelt.

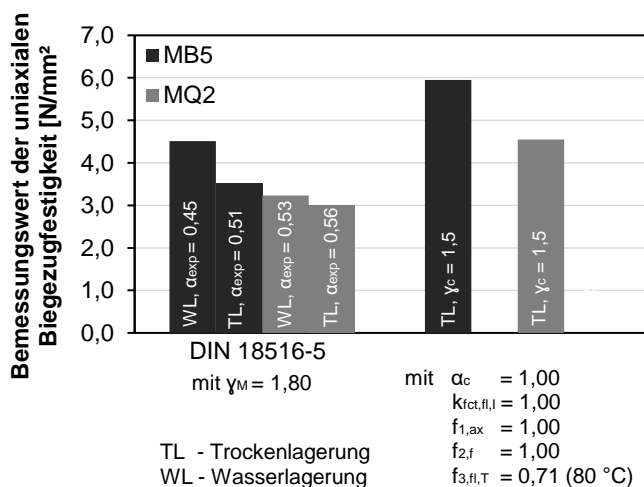


Abb. 6.3: Vergleich des ansetzbaren Bemessungswiderstandes der uniaxialen Biegezugfestigkeit nach *DIN 18516-5* und Gleichung 6.18 für eine zwängungsfrei gelagerte, hinterlüftete Vorhangfassade aus Betonwerkstein und einer angenommenen max. Temperatureinwirkung von 80 °C

Die Ergebnisse zeigen, dass durch den vorgestellten Berechnungsansatz und der damit einhergehenden Trennung der einzelnen Expositionen, der Berücksichtigung eines materialspezifisch ermittelten Teilsicherheitsbeiwertes und einem definiertem Lagerungszustand der Biegezugproben, ein höherer Bauteilwiderstand angesetzt werden kann. Die Zunahme liegt im Bereich zwischen 32 % und 69 % und zeigt einen Vorteil hinsichtlich der Vorgehensweise nach Abschnitt 2.3.1.1.

6.4.4.2 Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Verbindungsmittel

Prinzipiell muss nachgewiesen werden, dass die maximale dauerhafte Zugspannung $\sigma_{td,i}$ im Verbindungsmittel nicht überschritten wird. Gleiches gilt für die dauerhafte Druckspannung $\sigma_{cd,i}$. Da aktuell keine Erkenntnisse zur dauerhaften Druckspannung von FVK-Verbindungsmitteln vorliegen, wird die Annahme $\sigma_{td,i} = \sigma_{cd,i}$ getroffen. Nach Abschnitt 3.2.3 kann die dauerhafte Zugspannung (in N/mm²) für das untersuchte Verbindungsmittel in Abhängigkeit der mittleren, jährlichen Bauteiltemperatur sowie der geplanten Nutzungsdauer wie folgt berechnet werden:

$$\text{bei } 20^{\circ}\text{C:} \quad \sigma_{td,20^{\circ}\text{C}} = \frac{1479,4 \times (t_L \times 8760)^{-0,063}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (6.19)$$

$$\text{bei } 40^{\circ}\text{C:} \quad \sigma_{td,40^{\circ}\text{C}} = \frac{1440,6 \times (t_L \times 8760)^{-0,068}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (6.20)$$

$$\text{bei } 60^{\circ}\text{C:} \quad \sigma_{td,60^{\circ}\text{C}} = \frac{1371,5 \times (t_L \times 8760)^{-0,097}}{\gamma_{M,GFK}} \quad (6.21)$$

Als Teilsicherheitsbeiwert wird $\gamma_{M,GFK} = 1,5$ (vgl. Abs. 3.2.3) verwendet. Zur Einhaltung der Randzugspannung muss der folgende Nachweis erbracht werden:

$$\frac{\sigma_{t,edge,d}}{\sigma_{td,i}} \leq 1,0 \quad (6.22)$$

Zur Begrenzung der dauerhaften Druckspannung gilt:

$$\frac{\sigma_{c,edge,d}}{\sigma_{cd,i}} \leq 1,0 \quad (6.23)$$

Dabei ist:

$\sigma_{t,edge,d}$ die maximale design Zugspannung am Verbindungsmittelrand und

$\sigma_{c,edge,d}$ die maximale design Druckspannung am Verbindungsmittelrand.

Bei der Modellierung der gesamten Fassadeplatte mit Verbindungsmitteln in einer FE-Software können die Spannungen bzw. Schnittgrößen direkt ausgegeben werden. Erfolgt eine reine Modellierung der Fassadeplatte, ist es notwendig, die Schnittgrößen für die Verbindungsmitteln von Hand zu ermitteln. Das erfolgt am einseitig eingespannten Kragarm als vereinfachtes, statisch bestimmtes Ersatzsystem (Abb. 6.4).

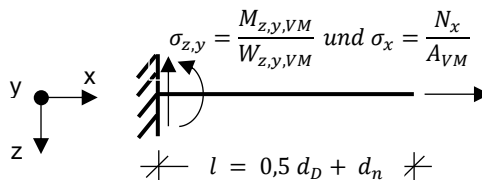


Abb. 6.4: statisches System zur Ermittlung der Randspannung im Verbindungsmittel

Es ist das ungünstigste gelegene Verbindungsmittel zu betrachten. Bei der Ermittlung der Spannungen infolge von Temperatur- und Schwindverformung sind diese in ihre Anteile in x- und y-Richtung zu zerlegen. Die maximale Spannung am Querschnittsrand ergibt sich zu:

$$\sigma_{i,edge,d} = \frac{N_{x,d}}{A_{vm}} + \frac{M_{y,d}}{W_{y,vm}} + \frac{M_{z,d}}{W_{z,vm}} \quad (6.24)$$

mit:

- $M_{y,z,d}$ dem einwirkenden Bemessungsmoment in y- oder z-Richtung,
- $N_{x,d}$ der Bemessungsnormalkraft in x-Richtung,
- A_{VM} der Querschnittsfläche des Kernquerschnitts und
- $W_{y,z,VM}$ dem Widerstandsmoment in y- oder z-Richtung des Kernquerschnitts des Verbindungsmittels.

6.4.4.3 Nachweis gegen Schubversagen der Verbindungsmittel

Der Nachweis gegen Schubversagen erfolgt anhand der dauerhaften, temperaturabhängigen Schubspannung $\tau_{d,i}$. Nach *Pahn 2011b* ist ein Schubversagen der Verbindungsmittel für Dämmstoffdicken $d_D \leq 100$ mm zu erwarten. Bei größeren Dämmstoffdicken kommt es bei Schubbeanspruchung zu einem Wechsel der Versagensart, die auf ein Biegezugversagen zurückzuführen ist. Somit ist anzunehmen, dass für $d_D \geq 100$ mm der Nachweis nach Abschnitt 6.4.4.2 bemessungsmaßgebend wird.

Da derzeit kein abgesicherter Bemessungswert der dauerhaften Schubspannung existiert, kann diese nur unter Berücksichtigung von Abschnitt 3.2.3 mit den Angaben in Tab. 3.5 näherungsweise (in N/mm²) wie folgt ermittelt werden:

$$\text{bei } 40^\circ\text{C:} \quad \tau_{td,40^\circ\text{C}} = \frac{63,6 \times 0,5}{\gamma_{M,GFK}} \quad (6.25)$$

$$\text{bei } 60^\circ\text{C:} \quad \tau_{td,40^\circ\text{C}} = \frac{63,6 \times 0,3}{\gamma_{M,GFK}}$$

Als Teilsicherheitsbeiwert wird $\gamma_{M,GFK} = 1,5$ (vgl. Abs. 3.2.3) verwendet. Zur Begrenzung der dauerhaften Schubspannung gilt:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{d,i}} \leq 1,0 \quad (6.26)$$

Die Ermittlung der einwirkenden Schubspannung τ_{Ed} (in N/mm²) erfolgt anhand des statischen Systems in Abb. 6.4 und unter Berücksichtigung der Angaben in Abschnitt 6.4.4.2 zu:

$$\tau_{Ed} = \frac{4}{3} \times \frac{V_{z,d}}{A_{VM}} \quad (6.27)$$

mit:

$V_{z,d}$ der einwirkenden Bemessungsschubkraft in z-Richtung und

A_{VM} der Querschnittsfläche des Kernquerschnitts.

6.4.4.4 Nachweis gegen Stabilitätsversagen der Verbindungsmittel

Bei Überschreitung der Knicklast des Verbindungsmittels tritt ein Stabilitätsversagen auf. Der Widerstand gegen Stabilitätsversagen $F_{c,Rd}$ kann der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Verbindungsmittels entnommen oder mit dem nachfolgenden Modell berechnet werden und wird dem Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft $F_{c,Ed}$ gegenübergestellt. Der Nachweis lautet:

$$\frac{F_{c,Ed}}{F_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.28)$$

Die Ermittlung des Widerstandes gegen Stabilitätsversagen erfolgt nach Eulerfall 4 für einen beidseitig eingespannten Stab wie folgt:

$$F_{c,Rd} = \frac{0,9 \times \left(\frac{\pi}{s_k}\right)^2 EI}{\gamma_{M,GFK}} \quad (6.29)$$

Dabei ist:

s_k die effektive Verbindungsmittellänge im Beton nach *Pahn 2011b*,
hier Knicklänge $s_k = \frac{h_d + 2 \times d_n}{2}$

Zur Ermittlung eines Bemessungswertes wird der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,GFK} = 1,5$ verwendet. Zur Ermittlung der charakteristischen Knicklast wird ein Umrechnungsbeiwert von 0,9 anhand der Ergebnisse von *Pahn 2016* ermittelt. Dieses Vorgehen ist aus der *DIN EN 1992-1-1* für die Betonzugfestigkeit bekannt.

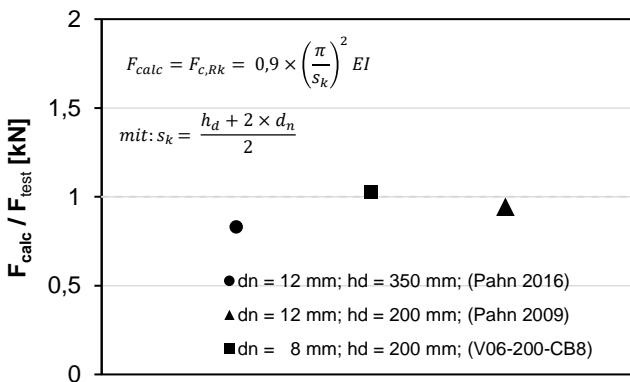


Abb. 6.5: Nachrechnung der Knicklast bei verschiedenen Dämmstoffdicken und Verbindungsmitteldurchmessern (*Pahn u. Schnell 2009*)

In Abb. 6.5 ist der Vergleich zwischen versuchstechnisch ermittelten Knicklasten und den Ergebnissen nach Gleichung 6.26 dargestellt. Es zeigt sich eine gute

Übereinstimmung der Nachrechnung bei unterschiedlichen Verbindungsmitteldurchmessern und Dämmstoffdicken. Die Nachrechnung des Mittelwerts der Versuche von *Pahn 2016* am Thermoanker $d_n = 12 \text{ mm}$ bei $h_D = 350 \text{ mm}$ zeigt eine konservative Unterschätzung der Knicklast von 17% sowie von ca. 6% bei der Dämmstoffdicke $d_D = 200 \text{ mm}$ (*Pahn u. Schnell 2009*). Zur Nachrechnung der Versuche von *Pahn 2009* wird $s_k = d_d$ angenommen, da die Stäbe in steife Stahlhülsen eingeklebt werden. Für das Ergebnis am Thermoanker $d_n = 8 \text{ mm}$ bei $d_D = 200 \text{ mm}$ aus Abs. 4.7.4.2 zeigt sich eine Abweichung von 3 %. Daraus resultiert eine mittlere Abweichung von ca. 9 %.

6.4.4.5 Nachweis gegen Normalkraftversagen der Verankerung

Es muss nachgewiesen werden, dass die Verankerung weder infolge einer einwirkenden Zug- noch Drucknormalkraft versagt. Abschnitt 4.5 ist zu entnehmen, dass ein Durchstanzen nicht bemessungsmaßgebend wird und somit nur ein reiner Zugnachweis geführt werden muss. Die Annahme $F_{t,Rd} \leq F_{c,Rd}$ gilt für Verbindungsmittel, die nicht die Außenseite der Fassadenplatte durchstoßen. Der Zugnachweis ergibt sich zu:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.30)$$

Der Widerstand der Tragfähigkeit der Verankerung kann auf Basis der in Abschnitt 4.5.6.3 angegebenen Gleichung sowie dazugehöriger Berechnungsparameter wie folgt berechnet werden:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_m \times f_{ctk,fl,l} \times k_{fct,fl,l} \times f_{1,ct} \times f_{2,F} \times f_{3,ct,T} \times \eta_1}{\gamma_c} \quad (6.31)$$

mit:

A_m der Mantelfläche des Verbindungsmittels

η_1 Faktor zur Berücksichtigung der effektiven Verankerungstiefe (siehe Gleichung 4.22)

Bei der Bemessung im Transportzustand, z.B. dem Abheben der Fassade von einem Kipptisch im Fertigteilwerk, ist die Auszugstragfähigkeit um mindestens 50 % abzumindern (s. Abs. 4.5.4.1).

Die Gültigkeit der Berechnungsgleichung konnte anhand der Ergebnisse in Abb. 4.52 in Abschnitt 4.5.5.3 gezeigt werden. Weiterhin haben die Ergebnisse in Abschnitt 4.6.4 gezeigt, dass der Einfluss von dauerhaften Expositionen und Einwirkungen auf die Verankerung vernachlässigt werden kann. Prinzipiell sollten bei abweichenden Betonrezepturen und bzw. oder Verbindungsmitteln mindestens fünf Auszugsversuche geprüft werden. Anschließend erfolgt die Untersuchung der Dauerhaftigkeit der Verankerung nach dem Prüfkonzept in Abschnitt 4.6.

6.4.4.6 Nachweis gegen Querkzugversagen der Verankerung

Die Schubtragfähigkeit der unidirektional faserverstärkten Verbindungsmittel resultiert fast ausschließlich aus der Tragfähigkeit des verwendeten Matrixharzes. Das bedeutet, dass im Falle einer Schubbelastung zuerst das Verbindungsmittel versagt, bevor die Verankerung versagen kann (vgl. Abs. 4.5.1). Damit das sichergestellt ist, müssen Mindestrandabstände bei der Verbindungsmittelanordnung eingehalten werden. Diese sind in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Verbindungsmittel aufgeführt. Als Richtwert kann ein Mindestrandabstand von $a_{VM1} = b_{VM1} = 100 \text{ mm}$ angegeben werden, der nicht unterschritten werden darf. Diese Angabe kann aus der Zulassung des FVK-Verbindungsmittels mit der derzeit größten Schubtragfähigkeit entnommen werden (DIBt 11/2016). Es gilt:

$$a_{VM1, vorh.} = b_{VM1, vorh.} < 100 \text{ mm} \quad (6.32)$$

6.4.4.7 Nachweis der Resttragfähigkeit

In Abhängigkeit der geplanten Einbausituation kann es in Analogie zum Glasfassadenbau notwendig sein, einen gesonderten Resttragfähigkeitsnachweis zu fordern. Das ist zum Beispiel bei repräsentativen oder besonders hohen Hochbauten der Fall. Ein Riss in der unbewehrten Fassade führt nicht zwangsläufig zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Dazu kommt es erst, wenn Verbindungsmittel im Riss angeordnet sind und dadurch eine ausreichende Verankerung der Fassadenplatte nicht mehr sichergestellt ist. Aus diesem Grund ist die Fassadenplatte in mindestens vier Teilsysteme zu unterteilen, wie sie infolge von temperatur- und schwindinduzierten Trennrissen in den jeweiligen Verformungsruehpunkten entstehen könnten. Anschließend sind die in Abschnitt 6.4 beschriebenen Nachweise am Teilsystem zu führen. Weiterhin ist darauf zu achten, dass keine Verbindungsmittel im Verformungsruehpunkt der Fassade und der einzelnen Teilsysteme angeordnet werden (Abb. 6.6).

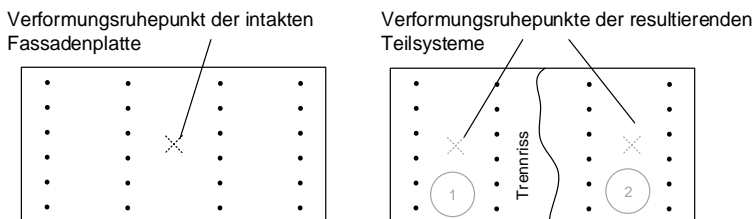


Abb. 6.6: Beispiel der Unterteilung der Fassadenplatte in Teilsysteme zur Durchführung eines gesonderten Resttragfähigkeitsnachweises

6.5 Konstruktionsregeln

Die *Fassadenplatte* ist ausschließlich aus selbstverdichtendem Ultrahochleistungsbeton mit einer Dicke von $d_{vs} = 15 - 55 \text{ mm}$ herzustellen. Nach der Betonage ist die Einfüllseite zu befeuchten und im Idealfall mit einer Folie abzudecken. Im Zuge der Betonage sind mindestens drei Mörtelprismen anzufertigen und die Biegezugfestigkeit im Rahmen einer werkseigenen Produktionskontrolle zu überprüfen und zu dokumentieren. Die Lagerungsbedingungen der Probekörper müssen denen der Fassadenplatte entsprechen. Eine Wasserlagerung ist nicht zulässig.

Bei der Herstellung der Elemente sollen *Aussparungen* nachgiebig, z.B. mithilfe von XPS-Stücken (Abb. 6.7), geschalt werden. Dadurch wird den Schwindverformungen des Betons nur ein geringer Widerstand entgegengesetzt und die Rissbildungsgefahr reduziert.

Weiterhin ist es erforderlich *einspringende Ecken* planmäßig auszurunden. Als Mindestwert wird eine Ausrundung von $r = 6 \text{ mm}$ mittels Viertelstäben vorgegeben. Dadurch werden auftretende Kerbspannungen deutlich verringert (s. Abs. 5.4). Erfolgt kein exakter Nachweis im Eckbereich, muss eine Eckausrundung von mindestens 20 mm vorgesehen werden. Konstruktiv dürfen vereinzelte, lokale Diagonalstäbe aus nicht rostender Bewehrung eingelegt werden.

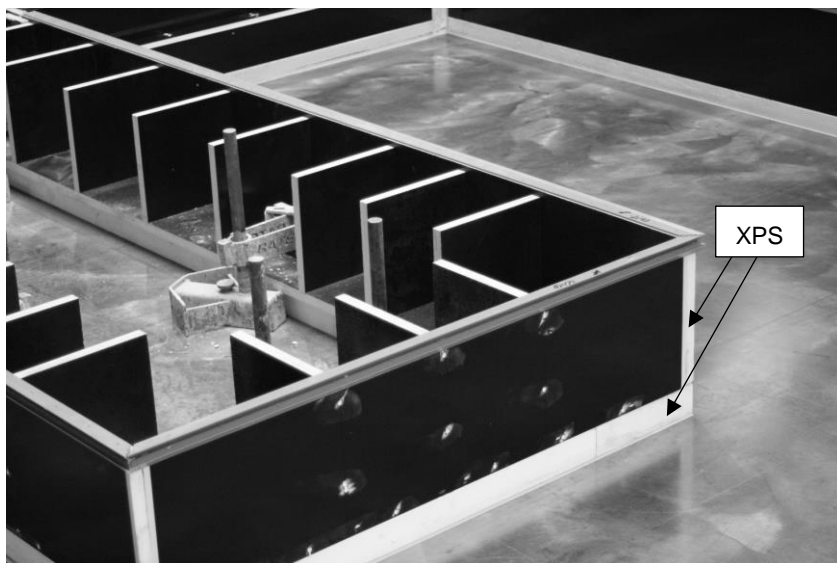


Abb. 6.7: Beispiel einer nachgiebigen Schalung im Aussparungsbereich einer Tür für eine „frisch in frisch“-Betonage; das verwendete XPS weist dabei die Dicke der Vorsatzschale auf, im Eckbereich wird ebenfalls XPS verwendet

Ein planmäßiger Verbund mit dem *Dämmstoff* muss ausgeschlossen werden. Das kann bei der „frisch in frisch“-Betonage z.B. durch konstruktive Maßnahmen, wie einer Trennfolie realisiert werden. (vgl. Abs. 3.3.1). Eine weitere Möglichkeit besteht in der Herstellung einer Hinterlüftung. Wird „frisch in frisch“ betoniert, ist eine drucksteife Dämmung zu verwenden. Wenn die Vorsatzschale eingewendet wird, kann druckweiche Dämmung eingesetzt werden. Als Dämmstoffdicke wird $h_D \geq 100 \text{ mm}$

empfohlen. Der Dämmstoff ist für die Verbindungsmittel vorzubohren oder die Bohrung auf der Tragschale herzustellen, wenn sichergestellt ist, dass kein Bohrmehl in den Verankerungsbereich eingebracht werden kann.

Alle *Verbindungsmittel* sind in einem rechteckigen oder quadratischen Raster, möglichst gleichmäßig, anzuordnen und innerhalb von max. 60 Minuten in die frische Fassadenplatte einzustecken. Nach dem Einbau dürfen die Verbindungsmittel bis zum Erstarrungszeitpunkt nicht mehr berührt werden, um eine Schädigung des Verankerungsbereichs zu vermeiden. Die Anordnung von Verbindungsmitteln im Verformungsruhepunkt der Fassadenplatte oder dessen Teilsysteme (s. Abs. 6.4.4.7, Resttragfähigkeitsnachweis) ist zwingend auszuschließen. Es sollen Anker verwendet werden, die aus faserverstärktem Kunststoff bestehen, über einen identischen Querschnitt und somit eine gleiche Steifigkeit verfügen. Für das untersuchte Verbindungsmittel kann ein Nenndurchmesser von $d_n = 12 \text{ mm}$ empfohlen werden.

Die *Tragschale* sollte im Idealfall aus selbstverdichtendem Beton hergestellt werden. Ist das nicht möglich, kann eine Rüttelflasche verwendet werden, mit der einzelne Anker nicht berührt werden dürfen. Der Einfluss der Verwendung eines Rütteltisches zum Verdichten des Tragschalenbetons ist nicht erforscht und muss bei Verwendung überprüft werden. Beim Einbringen von Tragschalenbewehrung und -beton, ist auf die Verbindungsmittel zu achten und Berührungen auszuschließen. Die Tragschalendicke sollte $d_{TS} \geq 20 \text{ cm}$ betragen und eine maximale Höhe von $H = 3 \text{ m}$ aufweisen. Andernfalls ist ein ungewollter Sandwicheffekt in der Bemessung zu berücksichtigen. Die maximale Bauteillänge resultiert aus der Bemessung.

Zum *Ausschalen* der Wandelemente sollte ein Kipptisch verwendet werden, um die Vorsatzschale beim Abheben nicht zu beschädigen (s. Abb. 6.8).



Abb. 6.8: Ausschalen eines Großdemonstrator aus unbewehrtem UHPC mit einer Vorsatzchalendicke von $d_{vs} = 30 \text{ mm}$ mithilfe eines Kipptisches

Direkt im Anschluss ist die Vorsatzschale auf Beschädigungen, insbesondere Risse im Verankerungsbereich, zu untersuchen (s. Abb. 6.9). Werden Beschädigungen vorgefunden, ist das betroffene Element zu entsorgen. Vollständig intakte Wandelemente sollen stehend, z.B. auf sogenannten A-Böcken, transportiert werden. Auf der Baustelle ist auf eine beschädigungsfreie Montage zu achten und eine Dehnfuge zwischen den einzelnen Wandtafeln anzuordnen. Die Vorsatzschale ist freihängend auszuführen und Befestigungen in der Fassadenplatte sind nicht zulässig.

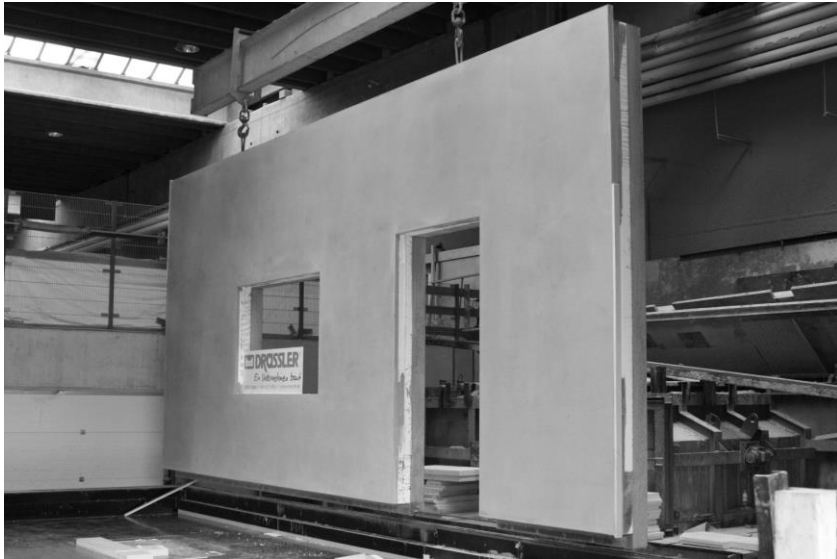


Abb. 6.9: Großdemonstrator aus unbewehrtem UHPC mit einer Vorsatzschalendicke von $d_{vs} = 30 \text{ mm}$ bei der Abmessung $7,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Bemessungskonzept für punktgestützte Fassadenplatten mit und ohne Hinterlüftung aus Ultrahochleistungsbeton und einer Bauteildicke von 15 und 55 mm aufgestellt, die als Vorsatzschale von mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln dienen. Die Verbindung zwischen Vorsatz- und Tragschale erfolgt mit Verbindungsmitteln aus unidirektional glasfaserverstärktem Kunststoff. Das Verankerungskonzept sieht ein gleichmäßiges, rechteckiges oder quadratisches Verbindungsmittellaster vor, ohne eine Anordnung im Verformungsruhepunkt der Wandtafeln. Die Fassadenplatte ist nichttragend und freihängend und kann nur über der Geländeoberkante eingebaut werden. Um einen ungewollten Sandwicheffekt auszuschließen, soll die Tragschale eine Mindestdicke von 20 cm und eine maximale Höhe von 300 cm aufweisen. Bei abweichenden Abmessungen sind die Spannungen infolge des Sandwicheffekts bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Zu Beginn wird der prinzipielle Aufbau des Fassadensystems erörtert und die Motivation, Zielsetzung und Vorgehensweise dargelegt. Anschließend werden relevante Lasten und Lastfallkombinationen für das untersuchte Fassadensystem definiert. Als Ergebnis einer Literaturrecherche erfolgt die Auswertung bestehender Bemessungskonzepte für Betonfassaden und punktgestützte Glasfassaden. Danach werden die Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe erörtert.

Innerhalb der experimentellen Untersuchungen können grundlegende Forschungsergebnisse für UHPC erzielt werden. Zu Beginn jedes Untersuchungsschwerpunktes wird der wesentliche Stand der Technik zum jeweiligen Themenkomplex kurz erläutert und an Wissenslücken mit eigenen Untersuchungen angeknüpft. Zu Beginn des Abschnitts wird der Einfluss von hygri-scher Beanspruchung sowie von Frost-Tau-Wechseln auf den Materialwiderstand der Biegezugfestigkeit untersucht. Dazu werden sowohl Haftzug- als auch Biegezugversuche durchgeführt. Es wird festgestellt, dass eine nachträgliche Zufuhr von Feuchtigkeit die Biegezugfestigkeit an trockenen Probekörpern verdoppeln kann. Dieser Vorgang ist reversibel und es wird die These aufgestellt, dass dies auf ein Quellen der mikrorissgeschädigten Randzone zurückgeführt werden kann. Die gleiche Schädigung kann eine Abwitterung infolge von Frost-Tau-Wechseln begünstigen. Im Ergebnis werden Randbedingungen für die Ermittlung der Materialfestigkeiten sowie ein Beiwert zur Berücksichtigung von Frost-Tau-Wechseln in der Bemessung abgeleitet.

Da Fassaden einer hohen Temperaturbeanspruchung unterliegen und der Einfluss auf die Materialfestigkeit von UHPC unerforscht ist, erfolgen Biegezugversuche in einem Temperaturbereich von 20°C bis 100°C. Die Versuche werden ausgewertet und ein empirisches Berechnungsmodell abgeleitet. Die Ergebnisse an UHPC-Proben zeigen keine gravierenden Abweichungen zum Stand der Technik für HPC. Aus diesem Grund wird das Berechnungsmodell für die Zugfestigkeit aus dem Stand der Technik übertragen und es werden keine eigenen Versuche durchgeführt.

Ein weiteren Untersuchungsparameter stellt der Maßstabseffekt auf die uni- und biaxiale Zugfestigkeit dar. Für die uniaxiale Zug- und Biegezugfestigkeit werden bestehende Modell ausgewertet. Im Ergebnis kann festgestellt werden, dass für Bauteildicken von $h < 50$ mm keine Forschungsergebnisse vorliegen. Aus diesem Grund wird dieser Untersuchungsbereich als relevant definiert und zahlreiche Materialversuche durchgeführt. Ähnliches kann für die biaxiale Zug- und Biegezugfestigkeit festgestellt werden. Für die biaxiale Zugfestigkeit kann anhand der Literatur recherchiert werden, dass sich die Festigkeit kaum vom uniaxialen Pendant unterscheidet. Anders verhält es sich für die biaxiale Biegezugfestigkeit. Dieser Materialwiderstand ist nahezu nicht erforscht und es bestehen nur wenige Erkenntnisse für Normalbeton, die nicht ohne weiteres übertragen werden können. Aus diesem Grund werden eigene Versuche durchgeführt. Im Ergebnis zeigt sich ein großer Einfluss der Bauteilhöhe auf die Materialparameter. So wird erstmals ein biaxialer Biegezugwiderstand und ein dazugehöriges Prüfkonzepkt für die Bemessung von Fassaden mit einem mehraxialen Tragverhalten definiert. Zur Ermittlung des Einflusses der Bauteilhöhe auf die uniaxiale Zug- und Biegezugfestigkeit sowie die biaxiale Biegezugfestigkeit wird ein Berechnungsmodell erarbeitet. Weiterhin wird die Umrechnung zwischen den einzelnen Materialwiderständen ermöglicht. Dadurch muss zur Bemessung lediglich die uniaxiale Biegezugfestigkeit geprüft werden. Alle weiteren Materialparameter können auf deren Basis ermittelt werden.

Anschließend werden der Einfluss des verwendeten Gesteins und der Sieblinie auf die Eigenschaften des UHPCs untersucht. Damit realitätsnahe Zwangseinwirkungen berechnet werden können, erfolgt die Untersuchung der Temperatúrausdehnung und des Schwindverhaltens. Dabei wird als Basis eine Standard-UHPC-Mischung verwendet und das Gestein variiert. Für die Temperatúrausdehnung zeigt sich ein starker Einfluss, der von der Gesteinsart abhängig ist. Weiterhin kann gezeigt werden, dass durch eine gezielte Bauteiltrocknung der Ausdehnungskoeffizient ca. halbiert werden kann. Diese Kenntnis kann bei der Planung und Bemessung der Fassaden zur Reduzierung der Zwangseinwirkungen dienen. Ein ähnliches Ergebnis wird für die Schwindverformungen erzielt. Hierbei kann das Schwinden durch den gezielten Einsatz von schwindreduzierenden Gesteinen und Additiven halbiert werden. Zur Berechnung der Schwindverformungen wird ein Berechnungsmodell aufgestellt, da die Ansätze aus der Literatur keine Übereinstimmung zeigen. Weiterhin kann ein Einfluss auf die Materialfestigkeit für die Zug-, Biegezug- und Druckfestigkeit sowie auf das E-Modul gezeigt werden.

Ein weiter Untersuchungsparameter stellt die kurzzeitige Zug- und Drucktragfähigkeit der Verankerung dar sowie die Dauerhaftigkeit der Verankerung infolge Zugbelastung. Das Quersugversagen der Verankerung kann hingegen aufgrund einer geringen Quertragfähigkeit der Verbindungsmittel ausgeschlossen werden. Es werden Zugversuche nach einem und 22 Tagen durchgeführt. Dadurch werden Auszugswiderstände für den Transport- und Bauzustand sowie dem Endzustand ermittelt. Für die Zugfestigkeit kann die Versagensart Spalten, unabhängig von der Plattendicke, als maßgebend identifiziert werden. Dafür wird ein empirisches Berechnungsmodell mit mechanischem Hintergrund erarbeitet, bei dem der Maßstabseffekt infolge von variierenden Bauteildicken berücksichtigt wird. Für die Drucktragfähigkeit wird innerhalb des definierten Untersuchungsraums nachgewiesen,

dass diese nicht bemessungsmaßgebend wird. Die Drucktragfähigkeit ist größer - dadurch kann die Nachweisführung auf Basis des Auszugwiderstandes erfolgen. Für die Dauerhaftigkeit der Verankerung auf Zug kann trotz 2500-stündiger Einlagerung unter dauerhafter Querlast im 60°C warmen Wasserbad sowie zyklischer Quer- und Längsbelastung kein Einfluss ermittelt werden.

Abschließend werden Großversuche in einem eigens konzipierten Unterdruckversuchsstand durchgeführt. Dieser erlaubt die Exposition durch Feuchtigkeit und Temperatur bei gleichzeitiger zyklischer oder statischer Flächenlast. Es werden die Expositionen Feuchtigkeit und Temperatur, zyklische Einwirkungen und der Einfluss einer globalen und lokalen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion untersucht. Bei allen Versuchen werden die Verformungen vollflächig an der Oberfläche gemessen und Traglasten von bis zu 80 kN/m² ermittelt. Es zeigt sich bei allen Versuchen ein Versagen infolge eines Biegerisses. Der Einfluss von Feuchtigkeit kann im Zuge der Prüfung des gesamten Fassadensystems als relevante Exposition ausgeschlossen werden.

Im Rahmen von rechnerischen Untersuchungen kann ein FEM-Modell erstellt werden. Dieses wird anhand der Nachrechnung der Großversuche validiert und die Eignung zur Schnittgrößenermittlung gezeigt. Anhand des FEM-Modells wird eine Parameterstudie durchgeführt. Dabei wird das Verhältnis von Biegesteifigkeit der Fassadenplatte zur Dehnsteifigkeit der Verbindungsmittel variiert. Zunächst kann gezeigt werden, dass die Temperaturlastfälle und deren Kombinationen bemessungsmaßgebend sind, was auf die mehrfach unbestimmte Lagerung der Fassade zurückgeführt werden kann. Weiterhin kann ein Grenzwert für das Steifigkeitsverhältnis zwischen Fassade und Unterkonstruktion ermittelt werden. Bei einem Überschreiten kommt es zu einer Umlagerung der Schnittgrößen vom Feld in den Verankerungsbereich. Die Folge ist eine Spannungskonzentration und eine deutliche Spannungszunahme, die das Fassadensystem unwirtschaftlich werden lassen können. Der ermittelte Grenzwert kann zur Auslegung und Vorbemessung des Fassadensystems verwendet werden. Eine weitere Parameterstudie untersucht den Einfluss einer lokalen Steifigkeitsänderung der Unterkonstruktion infolge einer Verbindungsmittelschiefstellung. Für ein definiertes System wird die ungünstigste Verbindungsmittelstellung mittels einer EDV-gestützten, mathematischen Optimierung untersucht. Anschließend wird die Schiefstellung sukzessive erhöht und die Steifigkeit der Fassadenplatte und der Unterkonstruktion variiert. Im Vergleich zu den Referenzsystemen zeigt sich eine deutliche Spannungszunahme. Anhand der Ergebnisse wird ein statistisch abgesicherter Beiwert für die Bemessung abgeleitet.

Ein weiterer Untersuchungsgegenstand ist die Kerbspannung bei einspringenden Ecken. Dazu wird eine einspringende Ecke simuliert und mit einem öffnenden Moment belastet. Anschließend erfolgen die Variation der Eckausrundung und der Plattendicke. Anhand der Ergebnisse wird ein Konzept zur Ermittlung der Kerbspannung auf Basis von Simulationsergebnissen abgeleitet. Dadurch wird der Modellierungsaufwand in der Praxis reduziert. Weiterhin werden Konstruktionsregeln abgeleitet.

Abschließend werden ein Bemessungsmodell sowie Konstruktionsgrundlagen abgeleitet. Das Bemessungsmodell beinhaltet Hilfestellungen zur

Schnittgrößenermittlung sowie ein semiprobabilistisches Teilsicherheitskonzept. Neben Gleichungen zur Ermittlung von charakteristischen Bauteilwiderständen kann ein abgesicherter Teilsicherheitsbeiwert für UHPC von $\gamma_c = 1,5$ angegeben werden.

Es sind Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Tragfähigkeit (GZT) zu führen. Im GZG erfolgt eine Begrenzung der Verformungen. Dazu gehören die Durchbiegung der Fassadenplatte und das Absenken. Der Schwindnachweis dient zur Sicherstellung der Rissfreiheit der Fassadenplatte und zur Ermittlung von dauerhaften Zwangsspannungen, die nicht durch Relaxation des Betons und der Verbindungsmittel abgebaut werden können. Diese müssen bei der Bemessung im GZT angesetzt werden. Die Basis der Ermittlung der Schwindverformungen bilden die durchgeführten Schwindversuche. Fast alle Nachweise im GZT können mit Versuchsergebnissen verifiziert werden. Der kombinierte Biege-Normalkraft-Nachweis auf Spannungsniveau wird erstmalig für ein Betonfassadensystem aufgestellt. Gleiches gilt für den Ansatz des mehraxialen Tragverhaltens über den Bauteilwiderstand sowie die Berücksichtigung von Geometrieinflüssen analog dem Holzbau. Die Bemessungswiderstände werden wie bei der Bemessung von Glasfassaden ermittelt, indem die untersuchten Einflussparameter, z.B. Frost-Tau oder Temperatur, durch Faktoren berücksichtigt werden. Trotz zahlreicher Einflussparameter kann eine mittlere Modelgenauigkeit von 1 % erreicht werden.

Es wird ein Biege-Normalkraft-Nachweis für stabförmige Verbindungsmittel aus GFK erarbeitet. Der Nachweis erfolgt anhand der maximal vorhandenen Randspannung mit dem selbst ermittelten Widerstand der dauerhaften, zeitabhängigen Bemessungsspannung. Weiterhin wird ein Schubnachweis für Dämmstoffdicken $d_0 < 100$ mm erarbeitet. Für den Stabilitätsnachweis der Verbindungsmittel wird ein Nachweisformat verwendet, das sich an Eulerfall 4 orientiert. Durch den Ansatz der effektiven Verbindungsmittellänge, des Kerndurchmessers und des Druck-E-Moduls können sowohl ein Groß- als auch Kleinversuche mit variierender Verbindungsmittelgeometrie sehr gut nachgerechnet werden. Der Nachweis gegen Querkzugversagen der Verankerung wird über einen Mindestrandabstand sichergestellt. Für das Normalkraftversagen der Verankerung wird ein parametrisiertes Nachweisformat in Analogie zum Biege-Normalkraft-Nachweis der Fassadenplatte verwendet. Die Gültigkeit kann für verschiedene Verbindungsmittelgeometrien und Plattendicken gezeigt werden.

Ein gänzlich neuer Nachweis stellt der Nachweis der Resttragfähigkeit dar. Dieser wird bei spröden Materialien, z.B. im Glasfassadenbau, je nach Einbausituation gefordert. Der eingeführte Resttragfähigkeitsnachweis umfasst ein Konzept zur Bestimmung von Teilsystemen, die aufgrund von spannungsinduzierten Trennrissen entstehen können und an denen die Tragfähigkeit separat nachgewiesen wird. Abschließend werden Konstruktionsregeln eingeführt. Diese beinhalten u.a. Empfehlungen zur Schalung einspringender Ecken um eine Rissbildung auszuschließen und auch Angaben zur Verbindungsmittelanordnung, um auch im Schadensfall die Tragfähigkeit der Verankerung zu gewährleisten.

7.2 Ausblick

Das untersuchte Fassadensystem unterliegt einer Dickenbegrenzung von mindestens 15 mm. Eine Weiterentwicklung könnte in der weiteren Reduzierung der Fassadendicke liegen, um eine filigrane Wetterschutzschicht, ähnlich den Wärmedämmverbundsystemen, zu erhalten. Dazu wäre insbesondere ein sehr schub- und biegeweiches Verbindungsmittel zu entwickeln, das geeignet ist, diese filigrane Platten zu verankern. Solch dünne Fassaden könnten ggf. auch als verlorene Schalung verwendet werden. Dazu müsste ein Hohlraum zwischen Dämmung und UHPC Fassade bestehen, der auf der Baustelle ausbetoniert wird. So würde bei minimalen Materialeinsatz eine hochwertige Sichtbetonfassade geschaffen werden.

Weitere Möglichkeiten sind die Integration von Funktionen in die Fassade. Damit kann die Umwelt interaktiv werden durch fluoreszierende Inlays. Oder das Fassadensystem wird zu einer Grünfassade weiterentwickelt. Durch die hohe Dauerhaftigkeit sowie die geringe Dicke könnte das Eigengewicht reduziert und ein begrüntes Sandwichelement geschaffen werden, das gleichzeitig über eine hochwertige Betonoberfläche verfügt. Durch eine Integration von Rohren würde eine Absorberfassade geschaffen, die zur Klimatisierung von Gebäuden genutzt werden kann.

Da schlaff bewehrte Fassaden zu einer verfrühten Rissbildung neigen, könnte eine Vorspannung eingesetzt werden. Mithilfe von filigranen Spanngliedern könnten spätere Einwirkungen überdrückt oder reduziert werden. Dadurch wäre auch der Einsatz als filigrane Vorhangfassade mit großen Spannweiten möglich.

Literatur

Abbasi u. Hogg 2005

Abbasi, A.; Hogg, P. J.: Temperature and environmental effects on glass fibre rebar, in: Composites Part B: Engineering 36, 2005, H. 5, S. 394–404.

Ai u. Young 1997

Justnes, H.: Proceedings of the International Congress on the Chemistry of Cement, Amarkai AB and Congrex Göteborg AB, Göteborg, 1997.

Asmus 1999

Asmus, J.: Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1999/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.

ASTM C1550

C09 Committee: Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel), West Conshohocken, PA, ASTM International, 2012.

Bachmann et al. 2010

Bachmann, Hubert; Steinle, Alfred; Hahn, Volker: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Berlin, Ernst, 2010.

Bakis 2007

Bakis, Charles E.; Boothby, Thomas E.; Jia, Junhui: Bond Durability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars Embedded in Concrete Beams, in: Journal of Composites for Construction 11, 2007, H. 3, S. 269–278.

Balazs u. Koch 1992

Balazs, G. L.; Koch, R.: Influence of preloading on bond strength on related slip, 1992.

Balogh 1996

Balogh, A.: New Admixture Combats Concrete Shrinkage, in: Concrete Construction, 1996, H. 41.

Bangham 1930

Bangham, D. H.; Fakhoury, N.: The Swelling of Charcoal. Part I., in: Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 130, 1930, H. 812, S. 81–89.

Barth u. Rustler 2013

Barth, C.; Rustler, W.: Finite Elemente in der Baustatik-Praxis, Berlin, Beuth, 2013.

Bazant 1992

Bazant, Z. P.: Fracture Mechanics of Concrete Structures: Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FraMCoS1), held at Beaver Run

- Resort, Breckenridge, Colorado, USA, 1-5 June 1992, CRC Press, 1992.
- Bazant u. Kaplan 1996** Bazant, Z. P.; Kaplan, M. F.: Concrete at High Temperatures. Material Properties and Mathematical Models, Longman, Burnt Mill, 1996.
- Bazant u. Planas 1998** Bazant, Z. P.; Planas, J.: Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials, Boca Raton, CRC Press, 1998.
- Beckhaus 2002** Beckhaus, Karsten: Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, 03.06.2002.
- Beltzung 2005** Beltzung, Françoise; Wittmann, Folker H.: Role of disjoining pressure in cement based materials, in: Cement and Concrete Research 35, 2005, H. 12, S. 2364–2370.
- Benmokrane et al. 2002** Benmokrane, B.; Wang, P.; Ton-That, T. M.; Rahman, H.; Robert, J.-F.: Durability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars in Concrete Environment, in: Journal of composites for construction 6, 2002, H. 3, S. 143–153.
- Bentz 2001** Bentz, D. P.; Geiker, M. R.; Hansen, K. K.: Shrinkage-reducing admixtures and early-age desiccation in cement pastes and mortars, in: Cement and Concrete Research 31, 2001, H. 7, S. 1075–1085.
- Bindseil 2012** Bindseil, P.: Stahlbetonfertigteile unter Berücksichtigung von Eurocode 2, Köln, Werner Verlag GmbH, 2012.
- Bonnell 1950** BONNELL, D. G. R.: The thermal expansion of concrete, in: Journal of the Institution of Civil Engineers 33, 1950, H. 4, S. 320–330.
- Bosold u. Müller 2010** Bosold, D.; Müller, H. S.: Beherrschung von Rissen in Beton, Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek; KIT Scientific Publ, Hannover, Karlsruhe, 2010.
- Brameshuber 1988** Brameshuber, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1988.

- Brandt et al. 1988** Brandt, J.; Heene, V. G.; Kind-Barkauskas, F.; Kuschel, E.; Schwerm, D.; Werner, J.: Fassaden, Beton-Verl., Düsseldorf, 1988.
- Breit 1998** Breit, W.: Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt, in: Betontechnische Berichte, 1998, H. 98-7, S. 145–167.
- Budelmann 1987** Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten, Braunschweig, Braunschweig, Univ.-Bibl; Inst. für Baustoffe Massivbau und Brandschutz, 1987.
- Burmeister et al. 2006** Burmeister, Albrecht; Eitel, Lutz; Reiting, Reiner: Weitgespannte gläserne Fassaden, in: Stahlbau 75, 2006, H. 6, S. 433–440.
- Carpinteri 1995** Carpinteri, Alberto; Chiaia, Bernardino: Multifractal scaling laws in the breaking behaviour of disordered materials, in: Chaos, Solitons & Fractals 8, 1997, H. 2, S. 135–150.
- Chopradub 2010** Chopradub, Ake: Zur Tragfähigkeit von punktförmig gestützten filigranen Fassadenplatten aus faserverstärktem Feinkornbeton. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau und Baukonstruktion, 22.02.2010.
- Čuraev 2000** Čuraev, N. V.: Liquid and vapor flows in porous bodies, Gordon & Breach, Amsterdam, 2000.
- Cusnick 2014** Cusnick, L.; Pahn, M.: Long-term behavior of GFRP-connectors under shear load, *Proceedings of the 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*. CICE 2014. Image Printing at the University of Calgary, Canada, 2014, S. 112.
- Cusnick 2015** Cusnick, L., Pahn M.: Accelerated Testing of the Long-Term Shear/Bending of GFRP Bars, in: Lees, J.; Keighley, S. (Hg.), *Advanced Composites in Construction 2015*, Proceedings of the 7th Biennial Conference on Advanced Composites In Construction held at St John's College, University of Cambridge on 9th to 11th September 2015. ACIC 2015 Advanced Composites in Construction, Cambridge, Chesterfield, 2015, S. 84–89.
- Cziesielski 1981** Cziesielski, E.; Kötz, D.: Tragverhalten von Vorsatzschalen mehrschichtiger Betonwände. Forschungsbericht, Technische Universität Berlin,

- Institut für Baukonstruktionen und Festigkeit, 1981.
- Darwin 1988** Attiogbe, E. K.; Darwin, D.: Strain due to Submicrocracking in Cement Paste and Mortar, in: ACI Materials Journal, 1988, S. 3–11.
- Davalos 2008** Davalos, Julio F.; Chen, Yi; Ray, Indrajit: Effect of FRP bar degradation on interface bond with high strength concrete, in: Cement and Concrete Composites 30, 2008, H. 8, S. 722–730.
- DAfStb Heft 138** Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1961.
- DAfStb Heft 146** Rüschi, H.; Kordina, K.; Hilsdorf, H.: Der Einfluss der Zementart, des Wasserzementverhältnisses und des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1962.
- DAfStb Heft 240** Grasser, E.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1991.
- DAfStb Heft 290** Wittmann, F. H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften von Beton, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1977.
- DAfStb Heft 337** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Ernst & Sohn, Berlin, 1982.
- DAfStb Heft 360** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Festigkeitsverhalten und Strukturveränderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 Grad C, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1985.
- DAfStb Heft 394** Noakowski, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1988.
- DAfStb Heft 437** Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung, Berlin, Beuth, 1994.
- DAfStb Heft 444** Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Berlin, Beuth, 1994.

- DAfStb Heft 466** König, Gert; Tue, Nguyen Viet: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1996.
- DAfStb Heft 561** Schmidt, M.: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008.
- DAfStb Heft 590** Huismann, S.: Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung, Berlin, Beuth, 2010.
- DAfStb Heft 606** Foos, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2014.
- DBV Heft 24** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein. E. V.: Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand, Eigenverlag, 2014.
- DNV BTI 1.5 2012** Deutscher Naturwerkstein-Verband e.V.: Bautechnische Information Naturwerkstein, Würzburg, 2012.
- DIBt 1975** Deutsches Institut für Bautechnik: Richtlinien für Fassadenbekleidungen mit und ohne Unterkonstruktion, August 1975.
- DIBt 1995** Deutsches Institut für Bautechnik: Grundsätze der Ermittlung der Temperaturbeanspruchung bei mehrschichtigen Wandtafeln mit Betondeckenschicht_PAPER, in: Mitteilungen DIBt, 1995, H. 5, S. 148.
- DIBt 1995** Deutsches Institut für Bautechnik: Grundsätze zur Temperaturbeanspruchung mehrschichtiger Wandtafeln mit Betondeckschicht, Mai 1995.
- DIBt 2004** Deutsches Institut für Bautechnik: SYSPRO-PART-THERMO-Wände. Zulassungsbescheid Z-15.2-162, 11.2004.
- DIBt 2005** Deutsches Institut für Bautechnik: ISOTWIN-Wände. Z-15.2-140, Oktober 2005.
- DIBt 2006** Technische Regeln für die Bemessung und die Ausführung punktförmig gelagerter Verglasungen

- (TRPV) – Schlussfassung August 2006 –, in: DIBt Mitteilungen 38, 2007, H. 3, S. 106–109.
- DIBt 7/2010** Deutsches Institut für Bautechnik: TMDW-Anker für dreischichtige Stahlbetonwandtafeln. Z-21.8-1911, Juli 2010.
- DIBt 4/2011** Deutsches Institut für Bautechnik: Spezialanker zur rückseitigen Befestigung von Fassadenplatten aus ausgewählten Naturwerksteinen nach EN 1469. ETA-11/0145, April 2011.
- DIBt 2014** Deutsches Institut für Bautechnik: Bewehrungsstab Schöck ComBAR aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Nenndurchmesser: 8, 12, 16, 20 und 25 mm. Zulassungsbescheid Z-1.6-238, 05.06.2014.
- DIBt 8/2015** Deutsches Institut für Bautechnik: ThermoPin - Verbindungsstab. Z-21.8-2055, August 2015.
- DIBt 12/2015** Deutsches Institut für Bautechnik: HALFEN Fassadenplattenankersystem FPA. Z-21.8-1910, Dezember 2015
- DIBt 6/2016** Deutsches Institut für Bautechnik: TM-Verbundsystem für dreischichtige Stahlbetonwandtafeln. Z-21.8-1878, Juli 2016.
- DIBt 11/2016** Deutsches Institut für Bautechnik: Schöck Thermoanker. Z-21.8-1894, November 2016.
- DIBt 02/2019** Deutsches Institut für Bautechnik: MOSO Fertigteilbefestigung FB. Z-21.8-2012, Februar 2019
- Decker 2009** Decker, A.: Abschlussbericht zum Entwicklungsprojekt zum DBU Forschungsauftrag, Baden-Baden, Juni 2009.
- Derjaguin et al. 1987** Derjaguin, B. V.; Churaev, N. V.; Muller, V. M.: Surface Forces, Boston, MA, Springer, 1987.
- Dettling 1961** Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1961.
- DIN EN 1048-2** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1048-2: Prüfverfahren für Beton - Festbeton in Bauwerken und Bauteilen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 06.1991.

- DIN 1048-5** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 06.1991.
- DIN EN 13364** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 13364: Prüfung von Naturstein - Bestimmung der Ausbruchlast am Ankerdornloch, Berlin, Beuth Verlag GmbH, März 2002.
- DIN 1045-1** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2008.
- DIN ISO 16269-6** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN ISO 16269-6: Statische Auswertung von Daten - Teil 6: Ermittlung von statischen Anteilsbereichen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2009.
- DIN EN 12390-3** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 07.2009.
- DIN EN 12390-5** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 07.2009.
- DIN EN 12350-7** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 12350-7: Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, August 2009.
- DIN EN 1992-1-1** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2010.
- DIN EN 12390-6** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 09.2010.
- DIN EN 1991-1-1** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf

Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlast im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002+AC:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN EN 1991-1-3

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1991-1-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Einwirkungen auf Tragwerke - Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003+AC:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN EN 1992-1-2

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004+AC:2008, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN EN 1993-1-1

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.

DIN EN 1998-1

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.

DIN EN 1990

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN 18008-1

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN 18008-1: Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Teil 1: Begriffe und allgemeine Grundlagen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.

DIN EN 1990/NA

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen

der Tragwerksplanung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN EN 1991-1-4/NA

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1991-1-4/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.

DIN EN 12350-8

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 12350-8: Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch; Deutsche Fassung EN 12350-8:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.

DIN EN 1992-1-1

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2011.

DIN EN 13163

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 13163:2013-03: Wärmedämmstoffe für Gebäude - Werkmäßig hergestellte Produkte aus expandiertem Polystyrol (EPS) - Spezifikation, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 03.2013.

DIN EN 1992-1-1/NA

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, Beuth Verlag GmbH, April 2013.

DIN 18008-3

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN 18008-3: Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Teil 3: Punktförmig gelagerte Verglasungen, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Juli 2013.

DIN EN 206

Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 206: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 07.2014.

- DIN EN 4108-10** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN EN 4108-10: Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden - Teil 10: Anwendungsbezogene Anforderungen an Wärmedämmstoffe - Werkmäßig hergestellte Wärmedämmstoffe, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2015.
- DIN 18516-3** Deutsches Institut für Normung e. V., H. DIN 18516-3: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet - Teil 3: Naturstein - Anforderungen, Bemessung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, März 2018.
- DIN 18516-5** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN 18516-5: Außenwandbekleidungen hinterlüftet — Teil 5: Betonwerkstein; Anforderungen, Bemessung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2013.
- DIN EN 1770** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 1770: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken Prüfverfahren Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten Deutsche Fassung EN 1770 : 1998, Berlin, Beuth Verlag GmbH, April 1998.
- DIN EN 13612** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 13612: Leistungsbewertung von In-vitro-Diagnostika Deutsche Fassung EN 13612:2002, Berlin, Beuth Verlag GmbH, August 2002.
- DIN EN 196-1** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2005, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2005.
- DIN V 18500** Deutsches Institut für Normung e.V.: Vornorm: Betonwerkstein - Begriffe, Anforderungen, Prüfung, Überwachung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2006.
- DIN EN 1367-1** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 1367-1: Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen – Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Frost-Tau-Wechsel; Deutsche Fassung EN 1367-1:2007, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Juni 2007.
- DIN EN 12808-4** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 12808-4: Klebstoffe und Fugenmörtel für Fliesen und Platten – Teil 4: Bestimmung der Schwindung;

- Deutsche Fassung EN 12808-4:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Oktober 2009.
- DIN 18516-1** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN 18516-1: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 06/2010.
- DIN EN 12371** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 12371: Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des Frostwiderstandes; Deutsche Fassung EN 12371:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Juli 2010.
- DIN EN 1992-1-1** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2011.
- DIN EN 12350-6** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 12350-6: Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2009, Berlin, Beuth Verlag GmbH, März 2011.
- DIN EN 12390-13** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 12390-13: Entwurf: Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung prEN 12390-13:2012, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012.
- DIN EN 14066** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 14066: Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des Widerstandes gegen Alterung durch Wärmeschock; Deutsche Fassung EN 14066:2013, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Juni 2013.
- DIN 18516-5 b** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN 18516-5: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 5: Betonwerkstein; Anforderungen, Bemessung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 09/2013.
- DIN EN 1097-6** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 1097-6: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von

- Gesteinskörnungen – Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme; Deutsche Fassung EN 1097-6:2013, Berlin, Beuth Verlag GmbH, September 2013.
- DIN EN 13165** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN EN 13165: Wärmedämmstoffe für Gebäude – Werkmäßig hergestellte Produkte aus Polyurethan-Hartschaum (PU) – Spezifikation; Deutsche Fassung EN 13165:2012+A2:2016, Berlin, Beuth Verlag GmbH, September 2016.
- DIN CEN/TS 12390-9** Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN CEN/TS 12390-9: Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung; Deutsche Fassung CEN/TS 12390-9:2016, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Mai 2017.
- DIN 18008-1** DIN Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN 18008-1: Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Teil 1: Begriffe und allgemeine Grundlagen, Beuth Verlag, 2010-12-00.
- DIN 1055-5** DIN Deutsches Institut für Normung e.V., H. DIN 1055-5: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 5: Schnee- und Eislasten, Berlin, Beuth Verlag GmbH, Juli 2005.
- Döring et al. 2000** Döring, Wolfgang; Meschke, Hans-Jürgen; Kind-Barkauskas, Friedbert; Schwerm, Dieter: Fassaden, Verl. Bau und Technik, Düsseldorf, 2000.
- Dyckerhoff 2016** Dyckerhoff: Dyckerhoff NANODUR Compund 5941...zur einfachen Herstellung von UHPC, 2016.
- ECP 2008** European Concrete Platform ASBL: Commentary Eurocode 2, Brüssel, Juni 2008.
- ETAG 001** Deutsches Institut für Bautechnik: Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalleinbauelemente zur Verankerung im Beton. ETAG 001, Januar 2011.
- Eßer 2014** Eßer, A. C.: Einfluss der Bearbeitung keramischer Verblendmaterialien für Zirkoniumdioxidkonstruktionen auf die biaxiale Festigkeit. Dissertation, Eberhard-Karls-Universität zu Tübingen. Geis-Gerstorfer, J., 2014.

- FDB 2013** Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V.: Planung vorgefertigter Stahlbetonfassaden, Oktober 2013.
- Fehling 2005** Fehling, E.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC), Kassel, Kassel Univ. Press, 2005.
- Fehling et al. 2016** Fehling, E.: Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials, Place of publication not identified, kassel university press GmbH, 2016.
- Fehling et al. 2003** Fehling, E.; Schmidt, M.: Ultra-hochfester Beton, kassel university press GmbH, Kassel, 2003.
- Fehling et al. 2008** Fehling, E.; Schmidt, M.: Ultra high performance concrete (UHPC), Kassel Univ. Press, Kassel, 2008.
- Fehling et al. 2005** Fehling, Ekkehard; Schmidt, Michael: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC), Kassel Univ. Press, Kassel, 2005.
- Feldrappe 2005** Feldrappe, V.: Zum Frostwiderstand gefügedichter Betone mit geringen Wasserzementwerten. Dissertation, Technischen Universität Braunschweig. Grosskurth, K. P., September 2005.
- Ferraris 1987** Ferraris, C. F.; Wittmann, F. H.: Shrinkage mechanisms of hardened cement paste, in: Cement and Concrete Research 17, 1987, H. 3, S. 453–464.
- fib 1990** Code-type models for structural behaviour of concrete, Lausanne, Internat. Federation for Structural Concrete, 1993.
- fib 2010** Code-type models for structural behaviour of concrete, Lausanne, Internat. Federation for Structural Concrete, 2013.
- Fingerloos 2012** Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012.
- Fischer 2010** Fischer, A. M.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2010.

- Fontana 2006** Fontana, Patrick: Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen. Dissertation, Technische Universität Carola-Wilhelmina zu Braunschweig, Fachgruppe VII.1 - Baustoffe der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin., 06.10.2006.
- Gastmeyer 1995** Gastmeyer, R.: Verankerung und Bemessung der Vorsatzschalen mehrschichtiger Außenwandtafeln aus Stahlbeton, in: Beiträge für Baupraxis, 1995, H. 16-35.
- Gebhardt 2011** Gebhardt, C.: Praxisbuch FEM mit ANSYS-Workbench, München, Hanser, 2011.
- Gröschke et al. 2016** Gröschke, T.; Hirsch, U.; Purtak, F.: Fassadenplanung mit Glasstatik unter Langzeiteinfluss der Massivkonstruktion, in: Konstruktiver Ingenieurbau, 2016, H. 2016-1.
- Grube 1991** Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile, Düsseldorf, Beton-Verl., 1991.
- Grube 2003** Grube, H.: Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Grosse der Verformungen und baupraktische Bedeutung, in: Beton, 2003, H. 53, S. 598–603.
- Guse 1998** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Dauerhaftigkeit hochfester Betone., Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1998.
- Hahn 1971** Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung, Düsseldorf, Werner-Verlag, 1971.
- Hanz u. Pahn 2013** Hanz, F.; Pahn, M.: GFRP-Connectors for Concrete Slabs with low Component Thicknesses, Guimaraes, Portugal, 2013.
- Hees et al. 1982a** Hees, G.; Eberhard, L.; Achim, R.: Die Berechnung der Stützkräfte und Bemessungsmomente punktgestützter elastischer platten auf nachgiebiger unterkonstruktion unter konstanter Flächenlast, in: Bautechnik, 1982, H. 5, S. 151–160.
- Hees et al. 1982b** Hees, G.; Eberhard, L.; Achim, R.: Tragverhalten einer großformatigen, dünnwandigen,

- punktgestützten Platte auf nachgiebiger Unterkonstruktion unter Windbelastung, in: Bautechnik, 1982, H. 3, S. 86–92.
- Hees et al. 1981** Hees, G.; Latzke, E.; Rubert, A.: Stützkräfte und Bemessungsmomente dünnwandiger punktgestützter Fassadenplatten, Berlin, Univ. Bibliothek d. Techn. Univ. Abt. Publikationen in Komm, 1981.
- Husem 2006** Husem, M.: The Effects of High Temperature on Compressive and Flexural Strengths of Ordinary and High-performance Concrete, in: Fire Safety Journal, 2006, H. 41, S. 155–163.
- Hüer 2013** Hüer, T.: Tragverhalten von randnahen zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart „Spalten des Betons“. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2014.
- Jensen u. Hansen 1996** Jensen, M.; Hansen, P. F.: Autogenous Deformation and Change of the Relative Humidity in Silica Fume-Modified Cement Paste, in: ACI Materials Journal 93, 1996, H. 6, S. 539–543.
- Jensen u. Hansen 2001** Jensen, O. M.; Hansen, P. F.: Water-entrained cement-based materials, in: Cement and Concrete Research 31, 2001, H. 4, S. 647–654.
- Jesse 2010** Jesse, F.; Curbach, M.: Verstärken mit Textilbeton, 2010.
- Kabashi 2002** Sheremeti-Kabashi, F.: Untersuchungen der Gefügeanisotropie von Carrara-Marmor und deren Einfluss auf die Verwitterung. Dissertation, Ludwig-Maximilians-Universität München. Klemm, D. D., April 2002.
- Kasper 2006** Kasper, R.: Berechnungskonzept für die Bemessung von punktförmig gelagerten Glasscheiben, in: Stahlbau 75, 2006, H. 6, S. 454–461.
- Katz 2000** Katz, Amnon: Bond to Concrete of FRP Rebars after Cyclic Loading, in: Journal of composites for construction 4, 2000, H. 3, S. 137–144.
- Keller et al. 2017** Keller, M. L.; Schultz-Cornelius, M.; Pahn, M.: Synergistic effects of alkaline environment on the behavior of GFRP bars under sustained load, in: Seshappa, V. (Hg.), *Proceedings of the Fifth*

- International Conference (CDCC-17), Long Term Testing of Sandwich Wall Panel GFRP Connectors under Constant axial Load in Alkaline Solution. CDCC-17, Sherbrooke (Quebec) Canada, 2017, S. 95–102.*
- Kim et al. 2013** Kim, J.; Kim, D. J.; Zi, G.: Improvement of the biaxial flexure test method for concrete, in: Cement and Concrete Composites 37, 2013, S. 154–160.
- Kim et al. 2012** Kim, Jihwan; Yi, Chongku; Zi, Goangseup: Biaxial flexural strength of concrete by two different methods, in: Magazine of Concrete Research 64, 2012, H. 12, S. 1057–1065.
- König 2001** König, Gert; Nguyen-Viet-Tue; Zink, Martin: Hochleistungsbeton, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- Künzel 2004** Fraunhofer-Institut für Bauphysik: Frostschäden an Putz und Mauerwerk, 2004.
- Kühne u. Müller 2013** Kühne, H.-C.; Müller, U.: Eigenschaften von wärmebehandeltem ultra-hochfestem Beton (UHPC), Berlin, 2013.
- Künzel 1996** Künzel, H.: Der Feuchtehaushalt von Holz-Fachwerkwänden, IRB Verlag, Stuttgart, 1996.
- Korb 2010** Korb, Simone: Untersuchungen zum Zugtragverhalten hochduktiler Faserbetone mit zusätzlicher Textilbewehrung. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Institut für Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern, 2010.
- Kraus 1980** Kraus, H.: Lastaufnahme im Ankerdornloch von Fassadenplatten aus Naturwerkstein mit einem Eckabstand der Verankerungsdorne von mehr als 1/5 der Plattenseitenlänge, in: LGA-Rundschau, 1980, H. 80-4.
- Kraus 1985** Kraus, H.: Lastaufnahme im Verankerungsgrund aus Mauerwerk bei hinterlüfteten Fassadenbekleidungen aus Naturwerkstein, in: LGA-Rundschau, 1985, H. 85-2.
- Kraus 1987** Kraus, H.: Prüfung von Naturwerkstein zur Standsicherheit von Fassadenbekleidungen, in: LGA-Rundschau, 1987, H. 87-1.
- Kraus 1990** Kraus, H.: Untersuchung der Tragfähigkeit von dreipunktgelagerten Fassadenplatten aus

Naturwerkstein mit variabler Anordnung der Ankerdorne und Aufstellung von Bemessungsdiagrammen Materialprüfungsamt Zweigstelle Würzburg, 1990.

Kupfer 1973

Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1973.

Kustermann 2005

Kustermann, Andrea: Heft 2: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge. Publikation, Universität der Bundeswehr München, Institut für Werkstoffe des Bauwesens Universität der Bundeswehr München, 2005.

Leutbecher 2009

Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Dissertation, Universität Kassel. Fehling, E., November 2007.

Loukili et al. 1998

Loukili, A.; Richard, P.; Lamirault, J.: A Study on Delayed Deformations of an Ultra High Strength Cementitious Material, in: Special Publication 179, 1998.

Lura 2003

Lura, Pietro: Autogenous deformation and internal curing of concrete, Delft, DUP, 2003.

Malárics 2011

Malárics, V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben, Karlsruhe, Hannover, KIT Scientific Publishing; Technische Informationsbibliothek u. Universitätsbibliothek, 2011.

Mechtcherine 2000

Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 27.07.2000.

Meyers 1935

Meyers, S. L.: Volume changes in cement, mortar and concrete, in: Concrete, 1935, H. 43, S. 16–20.

Meyers 1940

Meyers, S. L.: Thermal Coefficient of Expansion of Portland Cement–LONG–TIME TESTS, in: Industrial & Engineering Chemistry 32, 1940, H. 8, S. 1107–1112.

- Meyers 1950** Meyers, S. L.: Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete, in: Highway Research Board Proceedings, 1950, H. 30, S. 193–203.
- MC 1990** Euro-International Committee for Concrete, H. CEB-FIP model code 1990: CEB-FIP model code 1990, London, Telford, 1993.
- Mühlbauer 2012** Mühlbauer, Christian: Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben. Dissertation, Technische Universität München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, 21.11.2012.
- Müller 2015** Müller, F.: Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Fachbereich Bauingenieurwesen. Schnell, J., 12.03.2015.
- Müller 2016** Müller, Sören: Zur Auslegung von innovativen Betonkollektorelementen für solarthermische Parabolrinnenkraftwerke. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau und Baukonstruktion, 05.02.2016.
- Niewels 2008** Niewels, J.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff - Bewehrung. Dissertation, TH Aachen, 2008.
- Ohama et al. 1985** Ohama, Y.; Miyara, M.; Endo, M.: Drying shrinkage and strength of steel fiber reinforced mortars containing shrinkage-reducing agent, in: Journal of the Society of Materials Science, Japan 34, 1985, H. 376, S. 14–18.
- Ozbolt 1995** Ozbolt, J.: Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Dissertation, Universität Stuttgart. Eligehausen, Rolf, Juni 1995.
- Pahn 2011a** Pahn, M.: Effiziente Klebverbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton, in: Innovative Fassadentechnik September, 2011, S. 99–102.
- Pahn 2011b** Pahn, M.: Beitrag zur Ermittlung von Schnitt- und Verformungsgrößen bei mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2011.

- Pahn 2012** Pahn, M.: Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der Bemessung von Sandwichwandtafeln mit nachträglicher Ortbetonerfüllung, in: BetonWerk International October, 2012, H. 5.
- Pahn 2016** Pahn, M.: Erweiterung der Zulassung; Z-21.8-1894 „Schöck Thermoanker“ für Dicke Vorsatzschalen, Erhöhung der Kernschichtdicke und der mehrreihigen Anordnung von Diagonalankern. unveröffentlichtes Gutachten, Technische Universität Kaiserslautern, 2016.
- Pahn u. Schnell 2009** Pahn, M.; Schnell, J.: Bericht 06046Pa/528: Untersuchungen zur Eignung von ComBAR® - Thermoankern aus glasfaserverstärktem Kunststoff als Verbindungselement von kerngedämmten Wänden mit aufstehender Vorsatzschale. Bericht, Technische Universität Kaiserslautern, Massivbau und Baukonstruktion, 25.09.2009.
- Pahn et al. 2016** Pahn, M.; Schnell, J.; Stopp, H.; Kiesche, M.; Schmidt, W.; Toepel, T.: Thermisch aktivierte Sandwichschwimmkörper für das Bauen auf dem Wasser, Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 2016.
- Petersen 2003** Petersen, L.: Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen, Hannover, Inst. für Baustoffe, 2003.
- Petersen 2013** Petersen, C.: Stahlbau, Wiesbaden, Springer Vieweg, 2013.
- Pfister 2008** Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg: Erdbebensicher Bauen, Broschüre, 2008.
- Phan u. Carino 2001** Phan, L. T.; Carino, N. J.: Mechanical properties of high-strength concrete at elevated temperatures, Gaithersburg, U.S. Dept. of Commerce, Technology Administration, 2001.
- Plannerer 1998** Plannerer, M.: Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung. Dissertation, Technische Universität München, Baustoffinstitut, 1998.
- Powers u. Brownyard 1947** Powers, T. C.; Brownyard, T. L.: Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste, in: Journal Proceedings 43, 1947, H. 9.

- Reinhardt 2002** Reinhardt, H. W.: Autogenous and drying shrinkage of hybrid concrete, in: Concrete Science and Engineering, 2002, H. 4, S. 77–83.
- Reinhardt 2012** Reinhardt, H.-W.: Ingenieurbaustoffe, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 2012.
- Robert 2010** Robert, M.; Benmokrane, B.: Effect of aging on bond of GFRP bars embedded in concrete, in: Cement and Concrete Composites 32, 2010, H. 6, S. 461–467.
- Rossi et al. 1994** Rossi, P.; Wu, X.; Le Maou, F.; Belloc, A.: Scale effect on concrete in tension, in: Materials and Structures 27, 1994, H. 8, S. 437–444.
- Sagmeister 2012** Sagmeister, B.: Anwendung von UHPC auf Basis eines Spezialbindemittels in Bautechnik und Maschinenbau, in: BWI - BetonWerk International, 2012, H. 1.
- Sagmeister 2017** Sagmeister, B.: Maschinenteile aus zementgebundenem Beton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2017.
- Sato et al. 1983** Sato, T.; Goto, T.; Sakai, K.: Mechanism for reducing drying shrinkage of hardened cement by organic additives, in: Review of the General Meeting, technical session, 1983, S. 52–55.
- Sattler 1992** Sattler, L.: Untersuchungen zur Wirkung und Dauerhaftigkeit von Sandsteinfestigungen mit Kieselsäureester. Unveröffentlichte Dissertation, Ludwig-Maximilians-Universität München, 1992.
- Schäffel 2009** Schäffel, P.: Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf, 10.09.2009.
- Schäffel et al. 2007** Schäffel, Patrick; Rickert, Jörg: Einfluss von schwindreduzierenden Zusatzmitteln auf das Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein, Teil 1, in: Beton, 2007, H. 6, S. 289–295.
- Schießl et al. 2000** Schießl, P.; Plannerer, M.; Brandes, C., *RILEM Workshop in Paris*.
- Schmidt et al. 2004** Schmidt, M.: Ultra high performance concrete (UHPC), Univ. Press, Kassel, 2004.

- Schmidt et al. 2012** Schmidt, M.; Fehling, E.; Glotzbach, C.; Fröhlich, S.; Piotrowski, S.: Ultra-high performance concrete and nanotechnology in construction, Kassel Univ. Press, Kassel, 2012.
- Schmidt et al. 2014** Schmidt, Michael; Fehling, Ekkehard; Fröhlich, Susanne: Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton, Kassel Univ. Press, Kassel, 2014.
- Schneider 1988** Schneider, U.: Concrete at high temperatures — A general review, in: Fire Safety Journal 13, 1988, H. 1, S. 55–68.
- Schnell 2010** Schnell, Jürgen: Leicht Bauen mit Beton - innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton, Stuttgart, Fraunhofer IRB-Verl., 2010.
- Schöck 2017** Schöck Bauteile GmbH: Bemessungs- und Konstruktionshilfe, 2017.
- Schultz-C. 2014a** Schultz-Cornelius, M.; Pahn, M.: Development of an Innovative Experiment Set-Up for Filigree (U)HPC-Facades, in: Schriftenreihe der Fachgebiete Massivbau und Baukonstruktion, Stahlbau, Werkstoffe im Bauwesen des Studienganges Bauingenieurwesen, Band 18, Breit, W.; Kohlmeyer, C., et al. (Hrsg.) (Hg.), *Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures, Material Technology and Structural Fire Protection*, 4. German-Polish PhD Symposium, Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2014, S. 145–151.
- Schultz-C. u. Pahn 2017:** Schultz-Cornelius, M.; Pahn, M.: GFRP Reinforcement and Anchorage Concepts for filigree Energy-Efficient Facades made of UHPC, in: Proceedings of Powerskin Conference 2017, Internationales Congress Center München, Germany, 19th Januar 2017; Conference Proceedings S. 202 – 211.
- Seshappa 2017** Seshappa, V.: Proceedings of the Fifth International Conference (CDCC-17), 2017.
- Setzer 2008** Setzer, M. J.: The Solid-Liquid Gel-System of Hardened Cement Paste / Das Porenwasser-Feststoff System des Zementgels (SLGS System), in: Restoration of Buildings and Monuments 14, 2008, H. 4.

- Sheikh et al.2017** Sheikh, S. A.; Saqan, E. I.; Johal, K.: Long term Durability of GFRP Bars and BEnds, in: Seshappa, V. (Hg.), *Proceedings of the Fifth International Conference (CDCC-17)*, Long Term Testing of Sandwich Wall Panel GFRP Connectors under Constant axial Load in Alkaline Solution. CDCC-17, Sherbrooke (Quebec) Canada, 2017.
- Shi 2009** Shi, Z.: Crack analysis in structural concrete, Burlington, MA, London, Butterworth-Heinemann, 2009.
- Shield et al. 1997** Shield, C.; French, C.; Retika, A.: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Tokyo, Inst, 1997.
- Slate 1963** Hsu, T. T. C.; Slate, F.; Sturman, G.; Winter, G.: Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve, in: Journal of the American Concrete Institute, 1963, H. 60, S. 209–224.
- Solwik 1995** Slowik, Volker: Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Betonen, Freiburg i. Br., Aedificatio-Verl., 1995.
- Srinivasa Rao et al. 2008** Srinivasa Rao, K.; Potha Raju, M.; Raju, P. S. N.: Strength of high-strength concrete heated to 250°C, in: Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials 161, 2008, H. 3, S. 129–134.
- Stark u. Wicht 2013** Stark, J.; Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton, Berlin, Heidelberg, Springer Vieweg, 2013.
- Stauder 2015** Stauder, F.: Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern. Schnell, J., 2015.
- Stein 1990** Stein, A.: Die Bemessung der beidseitig überkragenden Platte, in: Naturstein, 1990, H. 90-5.
- Stein 1990** Stein, A.: Die Momentenbeanspruchung der dreipunktgelagerten Naturwerkstein-Fassadenplatte, in: Steinmetz und Bildhauer, 1990, H. 90-8.
- Stein 1993** Stein, A.: Bemessung von Natursteinfassaden, Köln, Müller, 1993.

- Stein 2000** Stein, A.: Fassaden aus Natur- und Betonwerkstein, München, Callwey, 2000.
- Stein 2012** Stein, A.: Die neue DIN 18516-5, Teil 5, 2012.
- Steinle 2016** Bergmeister, Konrad; Fingerloos, Frank; Wörner, Johann-Dietrich: Beton-Kalender 2016, Berlin, Germany, Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2016.
- Stoffregen u. König 1979** Stoffregen, U.; König, G.: Schiefstellung von Stützen in vorgefertigten Skelettbauten, in: Beton- und Stahlbetonbau 74, 1979, H. 1, S. 1–5.
- Stiglat und Wippel 1976** Stiglat, K.; Wippel, H.: Die vierseitig frei drehbar gelagerte Platte mit abhebenden Ecken unter Gleichlast, in: Beton und Stahlbetonbau, 1976, H. 8, S. 207.
- Sugiyama et al. 1998** Sugiyama, T.; Ohta, A.; Tanaka, Y.: Shrinkage Reduction Type of Advanced Superplasticizer, in: Proceeding of the CANMET-ACI Smposium on Advances in Concrete Technology, 1998, S. 189–200.
- Tazawa 1999** Tazawa, Ei-ichi: Autogenous Shrinkage of Concrete, Boca Raton, FL, CRC Press, 1999.
- Tepfers 1979** Tepfers, Ralejs: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars, in: Magazine of Concrete Research 31, 1979, H. 106, S. 3–12.
- Thienel 2008b** Thienel, K.-Ch.: Bauchemie und Werkstoffe des Bauwesens - Gesteinskörnung. Skript, Universität der Bundeswehr München, Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Frühjahrstrimester 2008.
- Thienel 2008a** Thienel, K.-Ch.: Werkstoffe des Bauwesens - Festbeton. Skript, Universität der Bundeswehr München, Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Frühjahrstrimester 2008.
- Thienel u. Kustermann 2011** Thienel, K.-Ch.; Kustermann, A.: Sonderbetone. Skript, Universität der Bundeswehr München, Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Wintertrimester 2011.
- Toutlemonde 2011** Toutlemonde, F.; Resplendino, J.: Designing and Building with UHPFRC, John Wiley & Sons, Inc, Hoboken, NJ USA, 2011.

- Ultralith 2012** Hoscheid, Rudolf; Ihns, Chr.: Prüfung von Betonwerkstein; Bestimmung der Biegezugfestigkeit unter Drittellinienlast nach DIN V 18500 bzw. DIN EN 12390-5, Kölner Institut für Baustoffprüfung und -technologie, Köln, 2012.
- Utescher 1973** Utescher, G.: Der Tragsicherheitsnachweis für dreischichtige Außenwandplatten (Sandwichplatten) aus Stahlbeton, in: Bautechnik 50, 1973, H. 5, S. 163–171.
- Utescher 1981** Utescher, G.: Bekleidungsplatten aus Naturwerkstein mit großem Eckabstand der Ankerdorne, in: Naturstein, 1981, H. 81-1.
- Volkwein 1993** Volkwein, A.: Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton, in: Beton- und Stahlbetonbau 88, 1993, H. 8, S. 223–226.
- Weber 1996** Weber, S.: Nachbehandlungsunempfindlicher Hochleistungsbeton, Stuttgart, IWB, 1996.
- Weber 2006** Weber, A.: Abschlussbericht zum Entwicklungsprojekt „Entwicklung bautechnisch zulassungsfähiger glasfaserverstärkter Bewehrungssysteme“, Baden-Baden, 2006.
- Weber 2008** Weber, A.: Durability and bond durability of composite rebars, *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*, Zürich, Switzerland, 2008.
- Weber u. Jütte 2010** Weber, A.; Jütte, B.: New Internationally Accepted Durability Concept for FRPs, 2010.
- Weber 2017** Expertengespräch, Kaiserslautern, 2017.
- Weibull 1939** Weibull, W.: A statistical theory of the strength of materials, in: The royal Swedish Institute for Engineering Research, 1939, H. 151, S. 5–45.
- Wieczorek 1985** Wieczorek, J.: Grundlagen der Bemessung von Fassadenplatten, 1985, H. 85-3.
- Wittmann et al. 1983** Wittmann, F. H.; Prim, P.: Mesures de l'effet consolidant d'un produit de traitement, in: Matériaux et Constructions 16, 1983, H. 4, S. 235–242.
- Wittmann u. Trausch 1999** Wittmann, F. H.; Trausch, L.: Hygro-mechanisches Verhalten von zementgebundenen

- Werkstoffen Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1999.
- Wörmann 2004** Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken. Dissertation, Universität Wuppertal, 2004.
- XIA et al. 2016** Xia, L.; Chen, B.; Wei, J.; Huang, Q.; Krishna, S.; Cong, L.: Experimental Study on Shrinkage of sealed UHPC in: Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials Proceedings of HiPerMat 2016 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials Kassel, March 9-11, 2016
- ZDB 2013** Bundesfachgruppe Betonwerkstein, Fertigteile, Terrazzo und Naturstein im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes: Nachweis der Eignung von Betonwerkstein nach DIN 18516-5, Berlin, 2013.
- Zebuhr 2010** Zebuhr, Y. A.: Die Biegefestigkeit weißkörperbearbeiteten Yttrium-verstärkten Zirkoniumdioxids unter dem Einfluss künstlicher Alterung und Färbung. Dissertation, Ludwig-Maximilians-Universität München. Beuer, F., Juli 2010.
- Zi et al. 2014** Zi, G.; Kim, J.; Bazant, Z. P.: Size Effect on Biaxial Flexural Strength of Concrete, in: ACI Materials Journal 111, 2014, H. 3.
- Zilch und Zehetmaier 2010** Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, Berlin, Heidelberg, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010.
- Zilch u. Zehetmaier 2008** Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, NY, 2010.
- ZMB 2014** Bosold, D.; Grünewald, A.: Risse im Beton, in: Beton, 2014, H. 18.
- Zuber 1977** Zuber, E.: Mindeststeifigkeit von Fassadenunterkonstruktionen, Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 1977.

Zuber 1979

Zuber, E.: Einfluss nachgiebiger Fassadenunterkonstruktion auf Bekleidung und Befestigung, in: Mitteilungen IfBt, 1979, H. 2, S. 45–50.

A Anhang „Hygrischer Einfluss und Frost-Tau-Wechsel“

A.1 Uniaxiale Biegezugversuche

Tab. A.1: Hygrischer Einfluss und Frost-Tau-Wechsel - Ergebnisse der Biegezugfestigkeit von Probekörpern aus UHPC MB5 und MQ2

Serie	Abmessungen			Bruchlast	Biegezugfestigkeit
	H	B	L	F_u	$f_{ct,fl,I}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]
MB5-TL-TL-20	40,3	40,2	161,1	5,57	12,80
	40,0	40,4	160,5	5,42	12,58
	40,0	41,6	160,0	5,36	12,08
	40,0	40,9	160,1	5,31	12,17
	40,0	39,9	159,9	5,49	12,90
	39,9	40,0	160,1	5,92	13,94
	40,2	41,0	161,3	5,81	13,15
	40,0	40,3	160,7	4,59	10,68
	40,1	39,5	160,7	5,11	12,07
	40,0	40,3	161,0	5,62	13,07
MB5-TL-70-20	39,9	41,0	159,9	4,67	10,73
	40,0	41,3	160,0	5,09	11,55
	39,9	41,5	160,2	5,11	11,60
	40,0	40,7	159,8	4,97	11,45
	40,0	39,6	160,1	4,35	10,30
	40,1	39,5	160,3	4,95	11,69
	40,0	40,2	160,3	5,52	12,87
	40,0	40,4	160,3	4,94	11,46
	40,1	39,5	160,1	4,46	10,53
	40,0	40,8	160,2	4,44	10,20
MB5-TL-70-70	40,0	40,0	161,2	3,59	8,41
	39,9	41,0	160,9	2,91	6,69
	40,0	40,3	161,3	3,64	8,47
	40,0	40,7	161,2	2,89	6,66
	39,8	39,7	160,8	2,96	7,06

	40,0	40,4	160,7	3,03	7,03
	40,1	40,2	161,2	3,55	8,24
	39,9	40,1	160,5	3,01	7,07
	40,0	40,5	161,0	3,25	7,52
	39,9	40,2	159,9	3,09	7,24
MB5-WL-WL-20	40,0	40,2	160,4	8,23	19,19
	40,0	40,4	160,4	7,48	17,36
	40,0	39,6	160,8	7,39	17,50
	40,0	40,4	160,7	7,90	18,33
	40,0	39,0	160,4	7,91	19,01
	40,0	39,4	160,3	7,62	18,13
	40,3	41,3	160,3	7,91	17,69
	40,0	39,8	160,3	7,27	17,12
	39,9	40,2	160,3	7,65	17,93
	40,0	40,7	160,4	8,27	19,05
MB5-WL-70-20	39,9	41,0	160,3	4,38	10,07
	40,1	39,9	160,5	4,32	10,10
	40,0	39,4	160,8	4,21	10,02
	40,0	40,3	159,8	3,96	9,21
	40,0	40,2	160,7	4,35	10,14
	39,9	40,5	159,9	3,74	8,70
	40,0	40,7	160,0	4,14	9,54
	39,9	39,6	160,7	3,95	9,40
	40,3	40,4	161,0	4,47	10,22
	39,9	40,1	160,2	4,05	9,52
MB5-WL-70-70	40,0	38,8	160,6	2,53	6,11
	40,0	41,3	160,7	2,86	6,49
	40,0	39,4	160,7	3,52	8,38
	40,0	40,5	160,3	2,80	6,48
	40,0	39,5	160,7	2,74	6,50
	40,0	39,1	160,3	3,06	7,34
	40,0	39,4	160,7	3,16	7,52

	40,1	39,6	160,3	3,38	7,96
	40,0	39,9	160,3	2,33	5,47
	40,2	40,9	160,9	3,00	6,81
MQ2-TL-TL-20	40,1	40,1	160,3	4,30	10,05
	39,5	39,5	160,3	4,25	10,09
	39,7	39,7	160,5	4,25	10,04
	40,0	39,4	160,8	4,20	9,80
	40,0	40,0	160,9	3,69	8,69
	40,0	40,6	160,2	3,86	8,87
MQ2-TL-70-20	39,8	38,6	160,5	3,40	8,34
	40,0	38,7	160,6	3,41	8,26
	40,0	39,2	160,2	3,45	8,25
	40,0	39,0	160,0	3,06	7,36
	40,0	39,5	160,0	3,47	8,24
	40,0	39,8	160,2	3,24	7,63
	39,9	38,6	160,5	3,21	7,84
MQ2-TL-70-70	40,0	39,9	160,7	2,23	5,24
	40,0	40,3	160,3	2,41	5,61
	39,9	39,7	160,0	2,16	5,13
	39,9	39,7	159,8	2,12	5,03
	40,0	39,9	160,0	2,51	5,90
	39,9	39,8	160,0	1,78	4,21
	39,9	39,9	160,0	2,23	5,27
MQ2-TL-70-WL	40,0	40,5	160,3	4,30	9,95
	39,9	39,7	160,1	3,97	9,42
	39,9	39,6	160,0	3,94	9,37
	40,0	39,7	160,3	4,23	9,99
	39,9	39,3	160,7	3,81	9,13
	40,0	40,2	160,5	4,17	9,72
	39,9	39,9	159,8	4,12	9,73
	39,9	39,8	159,7	4,02	9,52
	40,0	38,0	160,4	3,90	9,62

MQ2-WL-WL-20	40,0	39,0	160,1	4,53	10,89
	40,1	40,0	160,5	4,72	11,01
	40,4	39,0	161,6	4,63	10,91
	40,3	39,8	161,6	4,66	10,81
	40,3	39,5	161,2	4,67	10,92
	40,0	40,6	159,9	4,79	11,06
MQ2-WL-70-20	40,1	39,8	160,2	3,48	8,16
	40,2	39,1	160,6	3,33	7,91
	40,0	39,4	160,8	3,57	8,49
	40,0	40,5	160,0	3,25	7,52
	40,0	39,2	161,0	3,47	8,30
	40,1	39,5	160,2	3,69	8,71
	40,1	39,8	160,3	3,56	8,34
MQ2-WL-70-70	40,2	39,6	160,4	2,45	5,74
	40,0	40,5	160,8	2,45	5,67
	40,1	39,7	160,8	2,41	5,66
	39,9	40,7	160,8	2,25	5,21
	40,1	39,4	161,0	2,43	5,75
	40,1	41,2	160,5	2,45	5,55
	40,1	40,8	160,8	2,56	5,85
MQ2-WL-70-WL	40,1	38,6	161,4	4,13	9,98
	40,1	39,0	161,0	4,63	11,07
	40,0	38,5	161,0	4,42	10,76
	40,0	40,2	160,5	4,51	10,52
	40,0	38,7	160,3	4,07	9,86
	40,1	39,0	161,2	4,66	11,15
	40,0	40,1	160,2	4,58	10,71
	40,1	39,1	160,0	4,47	10,66
	40,0	39,0	160,0	4,75	11,42
MB5- -TL-W L- Kern	40,5	40,8	160,0	6,38	14,30
	40,6	40,9	160,0	6,08	13,53
MB5- -TL- TL- 13F T	39,9	39,8	160,0	5,24	12,40

	40,1	40,7	160,0	5,54	12,70
	39,7	41,1	160,0	5,89	13,64
	39,9	40,0	160,0	5,18	12,20
	40,7	40,3	160,0	6,05	13,59
MB5-TL-TL-33FT	40,0	41,6	160,0	4,80	10,82
	39,8	40,4	160,0	4,28	10,03
	40,0	41,0	160,0	3,98	9,10
	39,9	39,8	160,0	4,35	10,30
	39,8	40,3	160,0	4,57	10,74
MB5-TL-TL-56FT	40,0	41,3	160,0	4,15	9,42
	40,1	41,2	160,0	4,54	10,28
	40,0	40,0	160,0	3,87	9,07

A.2 Oberflächenzugfestigkeit

Tab. A.2: Hygrischer Einfluss - Ergebnisse der Oberflächenzugfestigkeit von Probekörpern aus UHPC MB5 und MQ2

Serie	Bruchlast F_u	Zugfestigkeit	Serie	Bruchlast F_u	Zugfestigkeit
	F_u	β_{0Z}		F_u	β_{0Z}
	[kN]	[N/mm ²]		[kN]	[N/mm ²]
FK-TL-TL-20	4,57	2,87	GK-TL-TL-20	6,82	4,29
	4,80	3,02		5,90	3,71
	4,94	3,11		6,36	4,00
	4,48	2,82		6,55	4,12
	4,95	3,11		6,33	3,98
FK-TL-70-20	4,10	2,58	GK-TL-70-20	6,41	4,03
	3,61	2,27		5,78	3,63
	1,91	1,20		5,70	3,58
	3,59	2,26		3,38	2,13
	3,67	2,31		2,30	1,45
FK-TL-70-70	3,57	2,24	GK-TL-70-70	5,54	3,48
	2,82	1,77		4,46	2,80
	3,03	1,91		5,33	3,35

	2,92	1,84		2,86	1,80
	3,27	2,06		5,11	3,21
FK-TL-70-WL	1,87	1,18	GK-TL-70-WL	7,25	4,56
	5,06	3,18		7,63	4,80
	1,41	0,89		5,95	3,74
	4,75	2,99		6,33	3,98
	3,23	2,03		1,49	0,94
FK-WL-WL-20	4,98	3,13	GK-WL-WL-20	7,33	4,61
		0,00		7,39	4,65
	5,01	3,15		7,35	4,62
	5,15	3,24			0,00
	5,28	3,32			0,00
FK-WL-70-20	4,34	2,73	GK-WL-70-20	2,24	1,41
	3,89	2,45		6,78	4,26
	4,26	2,68		7,11	4,47
	4,54	2,85		2,68	1,69
	4,26	2,68		7,93	4,99
FK-WL-70-70	1,14	0,72	GK-WL-70-70	2,25	1,41
	3,44	2,16		5,30	3,33
	1,25	0,79		4,05	2,55
	1,16	0,73		5,26	3,31
	3,77	2,37		1,93	1,21
FK-WL-70-WL	4,98	3,13	GK-WL-70-WL	1,45	0,91
	5,38	3,38		8,34	5,24
	5,19	3,26		8,24	5,18
	4,94	3,11		7,81	4,91
	1,33	0,84		8,08	5,08

B Anhang „Einfluss von erhöhter Temperatur“

Tab. B.1: Temperatureinfluss bei der uniaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Balken aus UHPC MB5

Temp.	Abmessungen		Bruchlast	Biegezugfestigkeit
	B	H	F_u	$f_{ct,fl,l}$
	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]
20°C	102,5	99,5	18,93	12,60
	98,1	99,4	17,19	11,98
	100,1	99,6	18,35	12,48
	101,7	99,75	19,91	13,28
	101,1	99,5	19,11	12,89
40°C	100	100	17,67	11,93
	99,1	100,1	18,82	12,79
	99,65	101,5	18,62	12,25
	99,75	98	17,30	12,19
	100,05	99,65	17,42	11,84
60°C	100,35	100,5	17,23	11,48
	99,1	100,8	18,37	12,32
	99,65	98,65	16,59	11,55
	99	100,05	11,64	7,93
	100,15	98,45	16,52	11,49
80°C	100,75	101	16,98	11,16
	99,1	100	13,84	9,43
	100,5	98,8	13,50	9,29
	98,7	99,8	10,96	7,53
	100	99,6	14,57	9,92
100°C	100,2	99,8	12,56	8,50
	100,7	99,7	13,19	8,90
	100,8	100	13,43	9,00
	100,9	99,4	13,31	9,02
	100,7	100,6	11,26	7,46

Tab. B.2: Temperatureinfluss bei der uniaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Balken aus UHPC MQ2

Temp.	Abmessungen		Bruchlast	Biegezugfestigkeit
	B	H	F_u	$f_{ct,fl,I}$
	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]
20°C	101	99,5	14,16	9,56
	100,35	99,7	14,01	9,48
	101,7	100	14,06	9,34
	99,65	99,5	13,79	9,44
	102	99,8	14,51	9,64
40°C	100,75	98,8	12,23	8,40
	99,5	102	13,28	8,66
	99,9	100,4	11,77	7,89
	100,45	99,2	11,97	8,18
	99,65	99,45	11,87	8,13
60°C	100,2	100,25	10,67	7,15
	100,25	99,45	11,30	7,69
	100,25	100,3	10,89	7,29
	100,45	98,6	10,43	7,21
	100,4	101		
80°C	100,4	100,4	10,22	6,82
	100,45	100,2	10,32	6,91
	100	100,05	10,58	7,14
	100,2	100,4	10,44	6,98
	100,3	98,55	9,62	6,67
100°C	99,85	99,3	10,19	6,99
	100,05	101,25	10,01	6,59
	100,1	100,1	9,77	6,58
	100,1	99,2	9,30	6,38
	100,1	99,6	10,21	6,94

C Anhang „Maßstabseffekt“

C.1 Uniaxiale Biegezugversuche

Tab. C.1: Maßstabseffekt bei der uniaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an prismatischen Probekörpern aus UHPC MB5

Nr.	Abmessungen			Bruchlast	Biegezugfestigkeit
	H	B	L	F_u	$f_{ct,fl,I}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]
1	15,0	39,8	38,0	2,21	14,07
2	15,1	40,1	38,0	2,43	15,15
3	15,1	39,9	38,0	2,19	13,72
4	15,0	39,7	38,0	2,52	16,08
5	15,7	39,8	38,0	2,57	14,93
6	14,9	40,2	38,0	2,19	13,99
7	15,4	40,7	38,0	2,42	14,29
8	14,9	40,0	38,0	2,30	14,76
9	15,3	41,2	38,0	2,65	15,66
10	16,1	41,1	38,0	2,95	15,78
1	20,0	40,7	50,0	2,58	11,89
2	20,4	40,7	50,0	2,88	12,75
3	20,0	40,8	50,0	3,02	13,88
4	19,9	40,2	50,0	2,71	12,77
5	20,2	39,8	50,0	2,98	13,76
6	21,1	40,1	50,0	2,71	11,38
7	20,9	39,6	50,0	2,76	11,97
8	19,7	41,0	50,0	2,92	13,76
9	19,5	40,8	50,0	3,01	14,55
10	19,5	40,6	50,0	3,09	15,01
1	24,7	41,7	63,0	3,18	11,81
2	25,3	40,4	63,0	3,01	11,00
3	24,6	40,7	63,0	2,90	11,13
4	25,8	39,2	63,0	3,19	11,55
5	24,4	42,8	63,0	3,10	11,50

6	25,5	42,8	63,0	3,06	10,39
7	25,0	39,6	63,0	3,97	15,16
8	25,1	39,5	63,0	3,27	12,42
9	24,9	40,8	63,0	3,41	12,74
10	24,9	39,8	63,0	3,34	12,79
1	29,5	40,8	75,0	3,60	11,41
2	30,8	39,9	75,0	4,15	12,33
3	29,9	40,6	75,0	3,97	12,30
4	30,0	40,6	75,0	3,87	11,92
5	30,8	39,2	75,0	3,61	10,92
6	31,0	40,1	75,0	4,28	12,49
7	29,6	39,4	75,0	3,69	12,03
8	30,9	40,0	75,0	4,48	13,20
9	29,8	39,8	75,0	3,73	11,87
10	30,3	39,4	75,0	4,14	12,88
1	35,3	40,4	88,0	3,64	9,54
2	35,1	40,4	88,0	4,30	11,40
3	34,8	40,0	88,0	3,74	10,19
4	35,0	39,5	88,0	3,74	10,20
5	34,8	39,5	88,0	4,05	11,18
6	34,4	40,7	88,0	4,24	11,62
7	34,6	40,0	88,0	3,90	10,75
8	34,8	40,6	88,0	4,60	12,35
9	35,2	40,0	88,0	4,17	11,11
10	35,5	39,0	88,0	3,91	10,50
1	39,8	39,4	100,0	4,18	10,05
2	40,0	40,4	100,0	4,22	9,79
3	40,3	41,2	100,0	4,06	9,10
4	40,5	40,2	100,0	4,44	10,10
5	40,2	40,0	100,0	5,45	12,65
6	40,8	41,3	100,0	4,67	10,19
7	40,0	41,5	100,0	4,98	11,25

Anhang „Experimentelle Untersuchungen“

8	40,2	41,7	100,0	4,77	10,62
9	40,0	40,4	100,0	4,00	9,28
10	40,1	40,8	100,0	4,61	10,54
1	44,9	39,7	113,0	4,62	9,78
2	44,4	39,6	113,0	3,90	8,47
3	45,3	41,5	113,0	4,20	8,36
4	45,1	40,7	113,0	4,88	9,99
5	45,1	40,7	113,0	4,10	8,39
6	44,2	39,3	113,0	4,00	8,83
7	45,0	40,1	113,0	5,25	10,96
8	45,0	39,7	113,0	3,83	8,08
9	45,0	40,6	113,0	4,56	9,40
10	45,0	39,9	113,0	3,89	8,16
1	51,0	39,6	125,0	4,83	8,79
2	50,3	40,4	125,0	5,15	9,45
3	50,0	42,2	125,0	5,18	9,21
4	50,3	40,7	125,0	4,17	7,59
5	50,0	41,0	125,0	4,45	8,14
6	49,2	39,9	125,0	4,98	9,67
7	50,1	40,6	125,0	4,83	8,89
8	50,0	40,2	125,0	4,30	8,02
9	50,6	40,0	125,0	4,21	7,71
10	50,2	39,4	125,0	4,09	7,72

C.2 Uniaxiale Zugfestigkeit

Tab. C.2: Maßstabseffekt bei der uniaxialen Zugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Schulterproben aus UHPC MB5

Nr.	Abmessungen		Bruchlast	Zentrische Zugfestigkeit
	H	B	F_u	$f_{ct,I}$
	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]
1	15,1	40,7	5,358	8,72
2	15,1	39,0	4,013	6,81
3	15,0	41,0	4,073	6,62
4	16,0	39,5	4,075	6,45
5	16,2	41,0	3,207	4,83
6	15,2	39,5	4,750	7,91
7	14,9	40,4	3,379	5,61
1	20,4	39,0	4,837	6,08
2	20,6	41,0	4,514	5,34
3	20,1	40,0	5,164	6,42
4	20,1	39,9	4,827	6,02
5	20,1	39,0	5,046	6,44
6	20,0	40,6	5,805	7,15
7	21,0	39,5	4,937	5,95
1	25,3	39,5	6,149	6,15
2	25,3	39,5	5,962	5,97
3	25,1	39,0	5,781	5,91
4	25,2	39,2	6,330	6,41
5	27,0	40,4	6,332	5,80
6	26,0	40,3	5,993	5,72
7	25,2	40,0	5,282	5,24
1	31,0	40,0	7,039	5,68
2	29,7	39,3	6,588	5,64
3	31,0	39,5	6,979	5,70
4	30,5	39,8	6,818	5,62
5	30,8	39,8	8,232	6,72

Anhang „Experimentelle Untersuchungen“

6	30,0	39,9	5,523	4,61
7	31,2	40,0	7,497	6,01
1	35,3	39,2	8,434	6,09
2	35,0	40,0	7,802	5,57
3	35,3	40,4	8,171	5,73
4	36,0	41,0	6,464	4,38
5	34,8	41,5	8,323	5,76
6	35,8	39,4	6,428	4,56
7	35,4	39,3	6,089	4,38
1	40,4	40,8	8,999	5,46
2	40,6	39,5	8,381	5,23
3	40,3	39,8	8,105	5,05
4	41,0	40,0	8,345	5,09
5	41,0	39,7	8,166	5,02
6	41,0	39,9	8,319	5,09
7	40,3	40,9	7,568	4,59
1	44,9	39,9	8,977	5,01
2	45,2	39,8	8,977	4,99
3	46,0	39,5	8,455	4,65
4	45,0	40,5	9,128	5,01
5	46,0	40,5	8,909	4,78
6	45,9	39,1	8,844	4,93
7	44,8	40,3	6,901	3,82

C.3 Biaxiale Biegezugfestigkeit

Tab. C.3: Maßstabseffekt bei der biaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Kreisscheiben aus UHPC MB3

Nr.	Abmessungen					Bruchlast
	R_0	R	H	r	r_e	F_u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]
1	80,0	70,0	22,4	5,0	8,14	6,42
2	80,0	70,0	18,7	5,0	7,12	4,63
3	80,0	70,0	20,8	5,0	7,69	5,67
4	80,0	70,0	19,7	5,0	7,38	5,38
5	80,0	70,0	20,7	5,0	7,67	5,52
1	175,0	125,0	38,5	5,0	13,04	18,41
2	175,0	125,0	39,7	5,0	13,41	20,49
3	175,0	125,0	39,7	5,0	13,41	20,47
4	175,0	125,0	42,5	5,0	14,29	20,91
5	175,0	125,0	41,1	5,0	13,84	19,47
1	250,0	240,0	54,9	5,0	18,20	23,95
2	250,0	240,0	55,8	5,0	18,48	26,99
3	250,0	240,0	55,6	5,0	18,43	24,53
4	250,0	240,0	-	5,0	6,32	-
5	250,0	240,0	54,6	5,0	18,11	22,78

Tab. C.4: Maßstabseffekt bei der biaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Kreisscheiben aus UHPC MB5

Nr.	Abmessungen					Bruchlast
	R_0	R	H	r	r_e	F_u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]
1	80,0	70,0	21,9	5,0	8,00	6,84
2	80,0	70,0	22,0	5,0	8,05	6,08
3	80,0	70,0	22,0	5,0	8,05	6,20
4	80,0	70,0	22,1	5,0	8,06	6,18
5	80,0	70,0	20,6	5,0	7,63	5,56
1	130,0	125,0	28,1	5,0	9,83	8,76
2	130,0	125,0	30,7	5,0	10,63	10,35
3	130,0	125,0	30,6	5,0	10,60	10,25
4	130,0	125,0	-	5,0	6,32	-
5	130,0	125,0	29,2	5,0	10,18	9,78
1	175,0	125,0	37,8	5,0	12,79	20,59
2	175,0	125,0	39,1	5,0	13,20	19,20
3	175,0	125,0	37,8	5,0	12,79	20,23
4	175,0	125,0	40,7	5,0	13,70	22,27
5	175,0	125,0	39,3	5,0	13,28	17,78
1	200,0	190,0	45,4	5,0	15,19	21,81
2	200,0	190,0	45,3	5,0	15,16	21,83
3	200,0	190,0	47,2	5,0	15,76	23,46
4	200,0	190,0	46,5	5,0	15,55	22,82
5	200,0	190,0	45,8	5,0	15,31	20,66
1	250,0	240,0	55,8	5,0	18,49	25,63
2	250,0	240,0	56,3	5,0	18,65	27,20
3	250,0	240,0	56,0	5,0	18,56	27,40
4	250,0	240,0	55,8	5,0	18,48	25,38
5	250,0	240,0	53,9	5,0	17,88	24,41

Tab. C.5: Maßstabseffekt bei der biaxialen Biegezugfestigkeit - Ergebnisse der Prüfungen an Kreisscheiben aus UHPC MB8

Nr.	Abmessungen					Bruchlast
	R_0	R	H	r	r_e	F_u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]
1	80,0	70,0	22,3	5,0	8,12	6,53
2	80,0	70,0	21,5	5,0	7,90	6,17
3	80,0	70,0	20,1	5,0	7,51	5,64
4	80,0	70,0	21,0	5,0	7,75	5,51
5	80,0	70,0	21,7	5,0	7,95	5,56
1	175,0	170,0	37,5	5,0	12,70	13,40
2	175,0	170,0	39,8	5,0	13,44	16,63
3	175,0	170,0	42,1	5,0	14,16	20,10
4	175,0	170,0	39,5	5,0	13,34	16,50
5	175,0	170,0	38,5	5,0	13,03	16,94
1	250,0	240,0				
2	250,0	240,0	56,0	5,0	18,56	23,28
3	250,0	240,0	55,1	5,0	18,27	24,61
4	250,0	240,0	56,9	5,0	18,83	23,43
5	250,0	240,0	56,8	5,0	18,80	21,89

D Anhang „Schwinden“

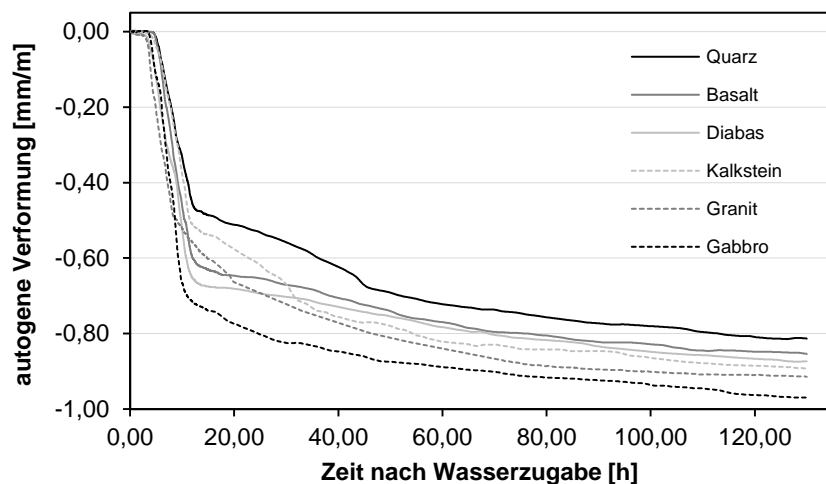


Abb. D.1: Gemessene Schwindverformung von UHPC mit Gestein der Sieblinie 1/3 mm

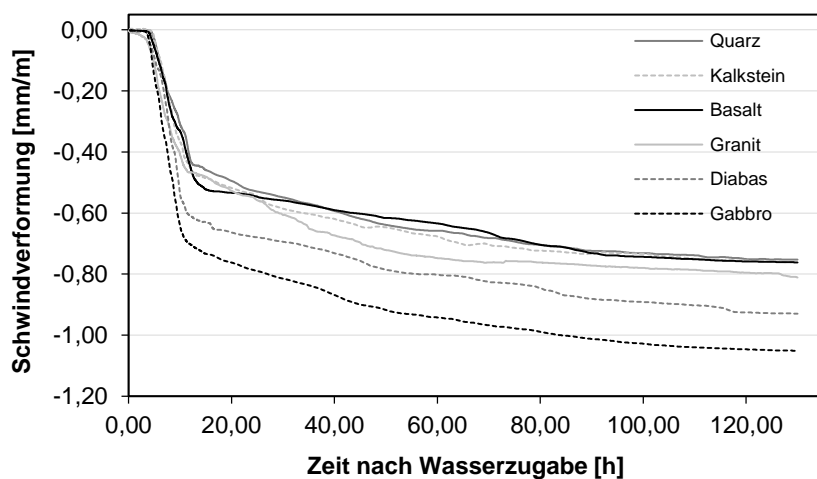


Abb. D.2: Gemessene Schwindverformung von UHPC mit Gestein der Sieblinie 2/5 mm

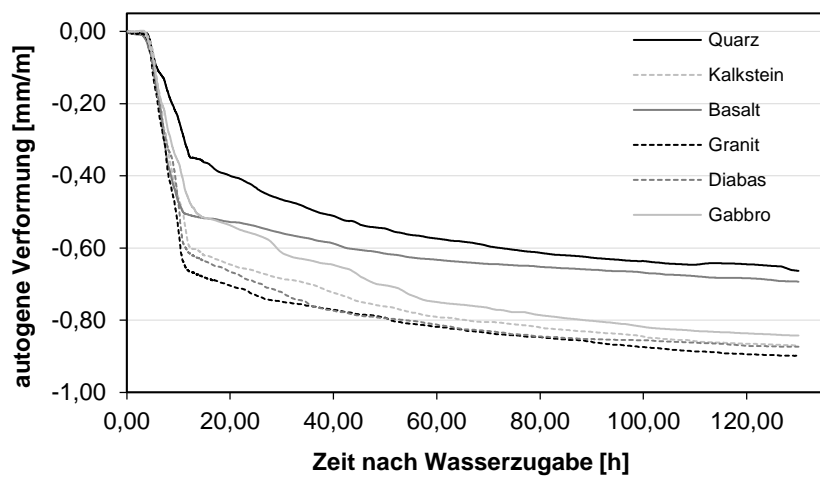


Abb. D.3: Gemessene Schwindverformung von UHPC mit Gestein der Sieblinie 5/8 mm

E Anhang „Temperaturausdehnung“

E.1 Wahre Temperaturausdehnung

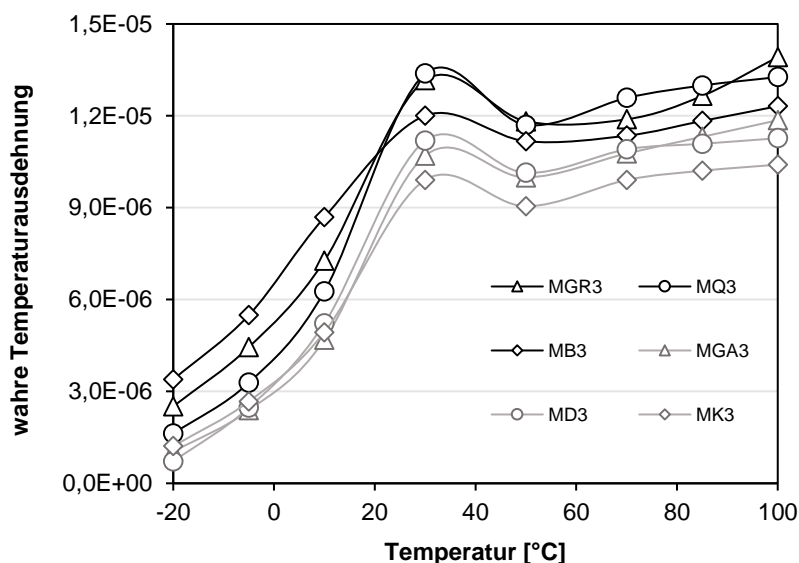


Abb. E.1: Einfluss der Gesteinsart auf die wahre Temperaturausdehnung von UHPC mit Gestein 1/3 mm

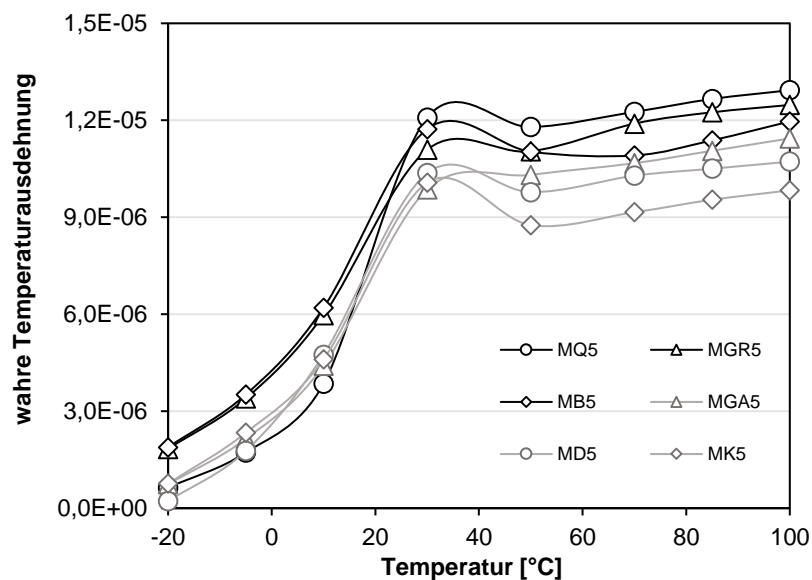


Abb. E.2: Einfluss der Gesteinsart auf die wahre Temperaturausdehnung von UHPC mit Gestein 2/5 mm

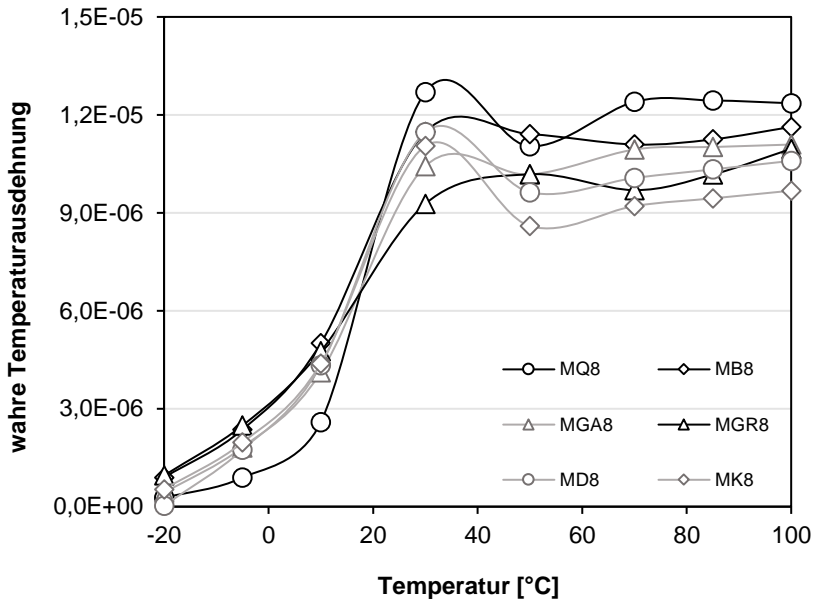


Abb. E.3: Einfluss der Gesteinsart auf die wahre Temperaturausdehnung von UHPC mit Gestein 5/8 mm

E.2 Scheinbare Temperaturausdehnung

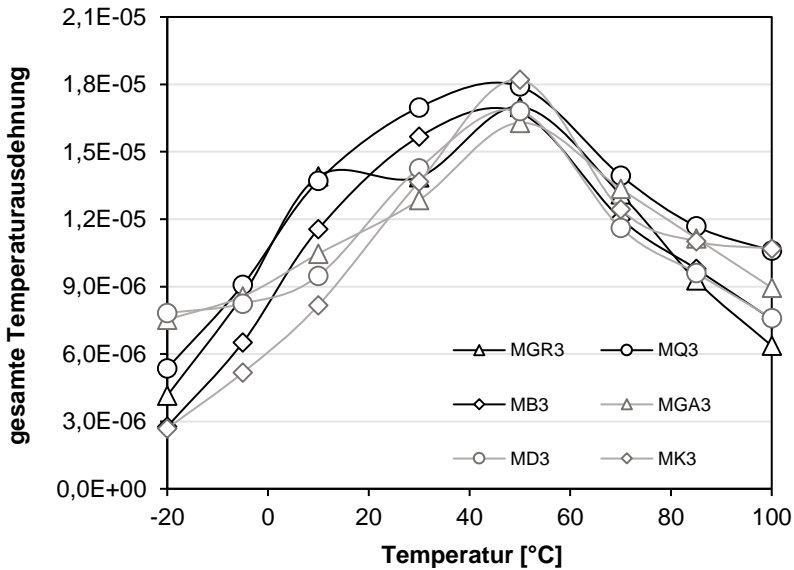


Abb. E.4: Einfluss der Gesteinsart auf die scheinbare Temperaturausdehnung von UHPC mit Gestein 1/3 mm

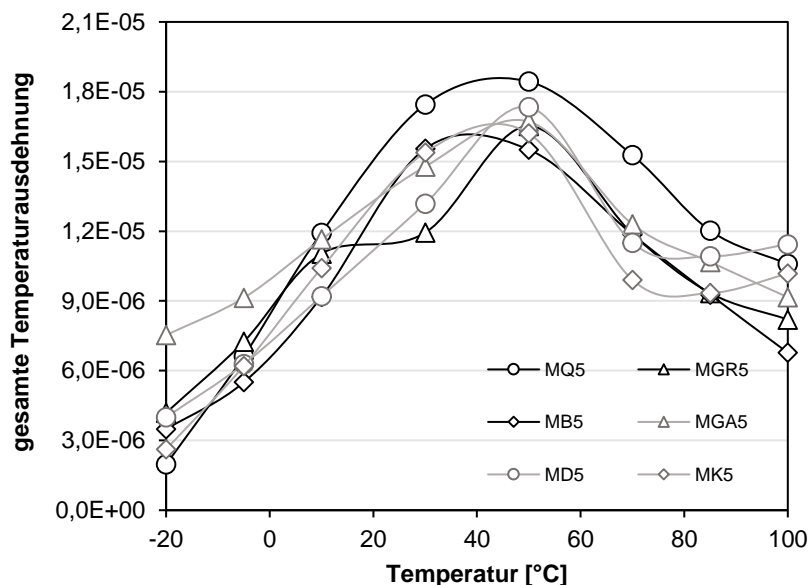


Abb. E.5: Einfluss der Gesteinsart auf die scheinbare Temperaturexpansion von UHPC mit Gestein 2/5 mm

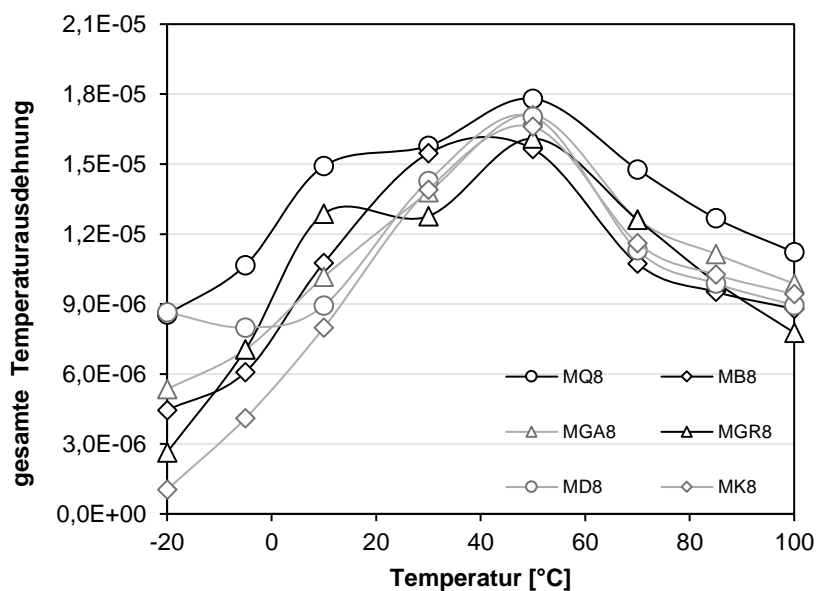


Abb. E.5: Einfluss der Gesteinsart auf die scheinbare Temperaturexpansion von UHPC mit Gestein 5/8 mm

F Anhang „Mechanische Eigenschaften“

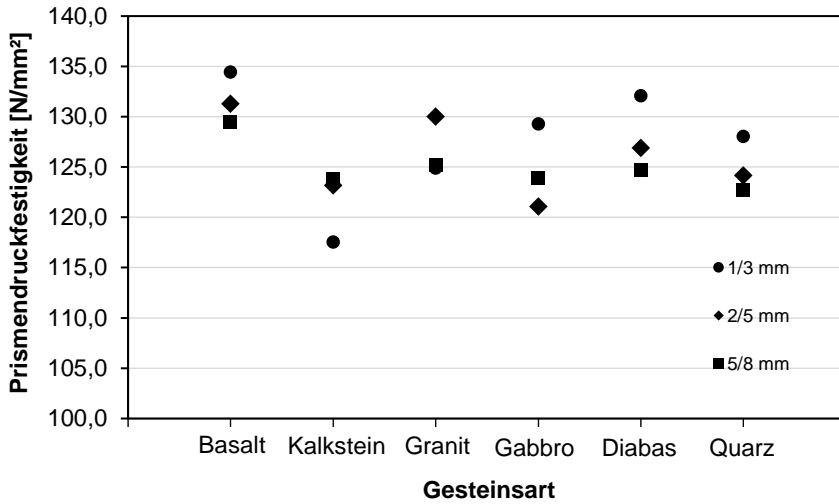


Abb. F.1: Mittelwerte - Einfluss der Gesteinsart auf die Druckfestigkeit von UHPC

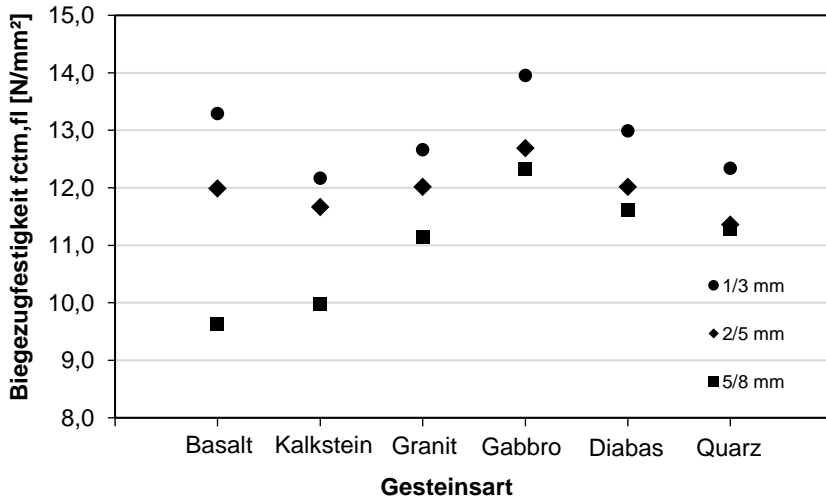


Abb. F.2: Mittelwerte - Einfluss der Gesteinsart auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

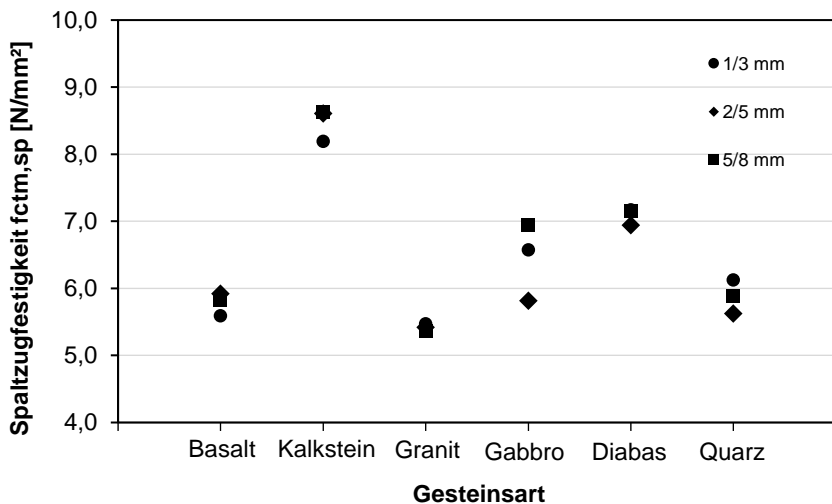


Abb. F.3: Mittelwerte - Einfluss der Gesteinsart auf die Spaltzugfestigkeit von UHPC

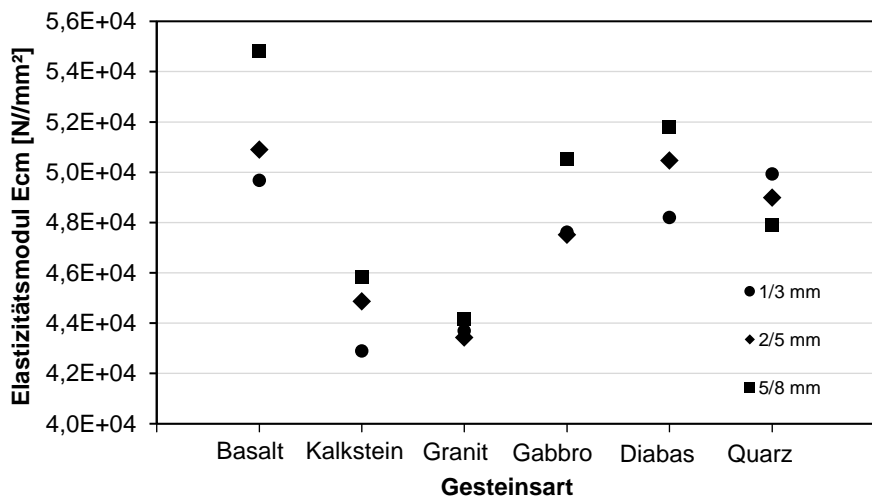


Abb. F.4: Mittelwerte - Einfluss der Gesteinsart auf den Elastizitätsmodul von UHPC

Tab. F.1: Prüfergebnisse - Einfluss der Gesteinsart auf die Druckfestigkeit von UHPC

Druckfestigkeit	Basalt		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	135,7	135,7	133
Würfel 2	131,7	136,4	130
Würfel 3	136	121,8	125,4
Mittelwert	134,5	131,3	129,5
Standardabweichung	2,40	8,23	3,83
Variationskoeffizient	1,79	6,27	2,96
	Kalkstein		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	113,8	122,9	126,9
Würfel 2	119,6	122,2	126,1
Würfel 3	119,3	124,5	118,6
Mittelwert	117,6	123,2	123,9
Standardabweichung	3,27	1,18	4,58
Variationskoeffizient	2,78	0,96	3,70
	Diabas		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	131	131,1	122,1
Würfel 2	133,2	125,6	125,2
Würfel 3	116,8	124	126,9
Mittelwert	132,1	126,9	124,7
Standardabweichung	8,90	3,72	2,43
Variationskoeffizient	6,74	2,93	1,95
	Granit		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	129,8	128,5	125,7
Würfel 2	119	128	125,1
Würfel 3	125,9	133,6	124,9
Mittelwert	124,9	130,0	125,2
Standardabweichung	5,47	3,10	0,42
Variationskoeffizient	4,38	2,38	0,33
	Gabbro		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	129,8	125	130,9
Würfel 2	126,3	117,5	124,3
Würfel 3	131,8	120,8	116,6
Mittelwert	129,3	121,1	123,9
Standardabweichung	2,78	3,76	7,16
Variationskoeffizient	2,15	3,10	5,77
	Quarz		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Würfel 1	124	126,7	119,6
Würfel 2	126,5	121,6	121,4
Würfel 3	133,7	124,2	127,2
Mittelwert	128,1	124,2	122,7
Standardabweichung	5,04	2,55	3,97
Variationskoeffizient	3,93	2,05	3,24

Tab. F.2: Prüfergebnisse - Einfluss der Gesteinsart auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

Biegezugfestigkeit	Basalt		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	13,0	12,5	9,6
Prisma 2	13,2	12,0	9,8
Prisma 3	13,7	11,5	9,5
Mittelwert	13,3	12,0	9,6
Standardabweichung	0,33	0,51	0,18
Variationskoeffizient	2,50	4,27	1,90
	Kalkstein		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	12,3	11,2	10,1
Prisma 2	12,4	12,2	9,9
Prisma 3	11,9	11,6	10,0
Mittelwert	12,2	11,7	10,0
Standardabweichung	0,26	0,54	0,10
Variationskoeffizient	2,14	4,66	0,95
	Diabas		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	12,7	12,7	12,4
Prisma 2	12,5	11,1	10,6
Prisma 3	13,8	12,3	11,9
Mittelwert	12,6	12,0	11,6
Standardabweichung	0,71	0,85	0,91
Variationskoeffizient	5,66	7,09	7,87
	Granit		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	12,4	11,0	11,5
Prisma 2	12,4	12,6	11,1
Prisma 3	13,2	12,4	10,8
Mittelwert	12,7	12,0	11,1
Standardabweichung	0,50	0,85	0,39
Variationskoeffizient	3,98	7,11	3,50
	Gabbro		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	14,5	12,0	12,2
Prisma 2	14,5	13,6	13,2
Prisma 3	12,9	12,4	11,6
Mittelwert	14,0	12,7	12,3
Standardabweichung	0,91	0,83	0,85
Variationskoeffizient	6,53	6,51	6,88
	Quarz		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Prisma 1	12,2	11,9	11,3
Prisma 2	12,5	10,2	12,1
Prisma 3	12,3	12,1	10,4
Mittelwert	12,3	11,4	11,3
Standardabweichung	0,12	1,05	0,87
Variationskoeffizient	1,00	9,23	7,69

Tab. F.3: Prüfergebnisse - Einfluss der Gesteinsart auf die Spaltzugfestigkeit von UHPC

Spaltzugfestigkeit	Basalt		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	4,3	6,1	5,2
Zylinder 2	7,0	5,1	5,6
Zylinder 3	5,5	6,6	6,7
Mittelwert	5,6	5,9	5,8
Standardabweichung	1,33	0,78	0,76
Variationskoeffizient	23,80	13,09	13,08
	Kalkstein		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	8,0	8,5	8,8
Zylinder 2	8,3	8,5	8,8
Zylinder 3	8,3	8,8	8,3
Mittelwert	8,2	8,6	8,6
Standardabweichung	0,17	0,17	0,27
Variationskoeffizient	2,07	1,95	3,15
	Diabas		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	7,3	7,3	6,5
Zylinder 2	7,3	6,6	7,8
Zylinder 3	6,9	-	7,2
Mittelwert	7,3	4,6	7,2
Standardabweichung	0,20	0,47	0,65
Variationskoeffizient	2,77	10,16	9,06
	Granit		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	5,6	6,4	5,7
Zylinder 2	4,7	4,6	5,2
Zylinder 3	6,2	5,3	5,1
Mittelwert	5,5	5,4	5,4
Standardabweichung	0,78	0,93	0,31
Variationskoeffizient	14,33	17,14	5,84
	Gabbro		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	6,5	6,2	6,9
Zylinder 2	6,5	5,5	6,8
Zylinder 3	6,8	5,7	7,1
Mittelwert	6,6	5,8	6,9
Standardabweichung	0,20	0,34	0,17
Variationskoeffizient	2,98	5,79	2,43
	Quarz		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	6,1	5,0	6,2
Zylinder 2	6,2	6,4	5,0
Zylinder 3	6,2	5,4	6,4
Mittelwert	6,1	5,6	5,9
Standardabweichung	0,06	0,73	0,77
Variationskoeffizient	0,96	12,96	13,15

Tab. F.4: Prüfergebnisse - Einfluss der Gesteinsart auf den Elastizitätsmodul von UHPC

E-Modul	Basalt		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	50341,93	51109,99	53040,29
Zylinder 2	49609,89	50986,8	58722,07
Zylinder 3	49099,49	50586,75	52748,84
Mittelwert	49683,8	50894,5	54837,1
Standardabweichung	624,51	273,56	3367,67
Variationskoeffizient	1,26	0,54	6,14
	Kalkstein		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	42946,1	44735,4	45273,5
Zylinder 2	42883,4	45600,7	46689,6
Zylinder 3	42858,5	44278,4	45558,0
Mittelwert	42896,0	44871,5	45840,4
Standardabweichung	45,16	671,56	749,11
Variationskoeffizient	0,11	1,50	1,63
	Diabas		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	47463,55	51125,18	54105,9
Zylinder 2	48930,1	50363,49	52586,54
Zylinder 3	48542,23	49902,11	48663,95
Mittelwert	48196,825	50463,5933	51785,5
Standardabweichung	759,91	617,65	2808,02
Variationskoeffizient	1,58	1,22	5,42
	Granit		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	43400	43800	45822,94
Zylinder 2	43600	43300	43842,18
Zylinder 3	44100	43200	42829,96
Mittelwert	43700,0	43433,3	44165,0
Standardabweichung	360,56	321,46	1522,38
Variationskoeffizient	0,83	0,74	3,45
	Gabbro		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	47672,98	46856,9	48281,82
Zylinder 2	47806,1	47219,53	48216,78
Zylinder 3	47354,49	48466,48	55066,76
Mittelwert	47611,2	47514,3	50521,8
Standardabweichung	232,06	844,31	3936,20
Variationskoeffizient	0,49	1,78	7,79
	Quarz		
	1/3mm	2/5mm	5/8mm
Zylinder 1	49961,11	48632,03	48410,65
Zylinder 2	49605,37	48713,45	48283,9
Zylinder 3	50221,05	49638,82	46940,41
Mittelwert	49929,2	48994,8	47878,3
Standardabweichung	309,08	559,25	814,72
Variationskoeffizient	0,62	1,14	1,70

G Anhang „Zugtragfähigkeit der Verankerung“

Tab. G.1: Auszugstragfähigkeit der Verankerung in Abhängigkeit der Plattendicke an Probekörpern aus UHPC MB5

Nr.	Höhe	Auszugslast	Höhe	Auszugslast	Höhe	Auszugslast
	h	F_L	h	F_L	h	F_L
	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]
1	40	22,43	30	15,09	25	12,15
2	40	26,18	30	16,3	25	11,79
3	40	30,37	30	18,17	25	13,14
4	40	25,49	30	15,07	25	11,02
5	40	26,17	30	16,37	25	12,32
6	40	24,78	30	17,06	25	12,71
7	40	26,18	30	17,66	25	11,55
8	40	28,59	30	13,89	25	11,84
9	40	31,18	30	-	25	12,24
10	40	25,95	30	-	25	-
11	40	28,1	30	-	25	-
12	40	25,22	30	-	25	-

H Anhang „Dauerhaftigkeit der Verankerung“

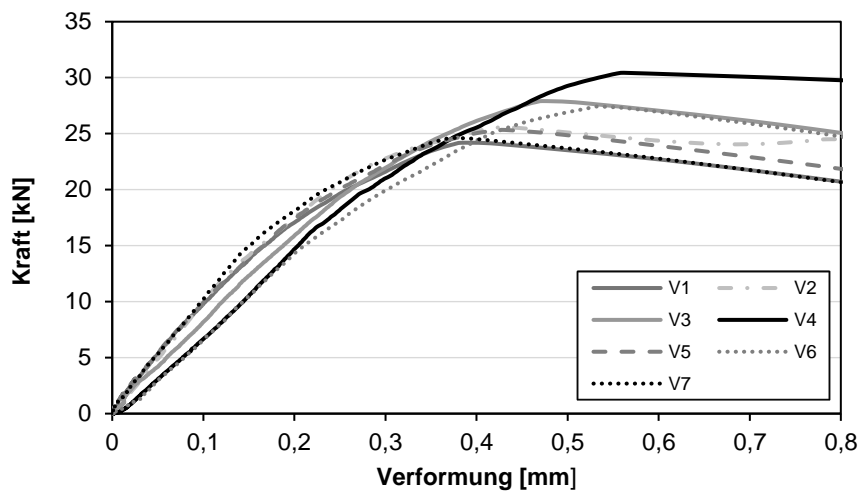


Abb. H.1: Kraft-Weg-Linien der dauerbelasteten Versuche aus UHPC MB5 mit einer Plattendicke von $h = 40 \text{ mm}$

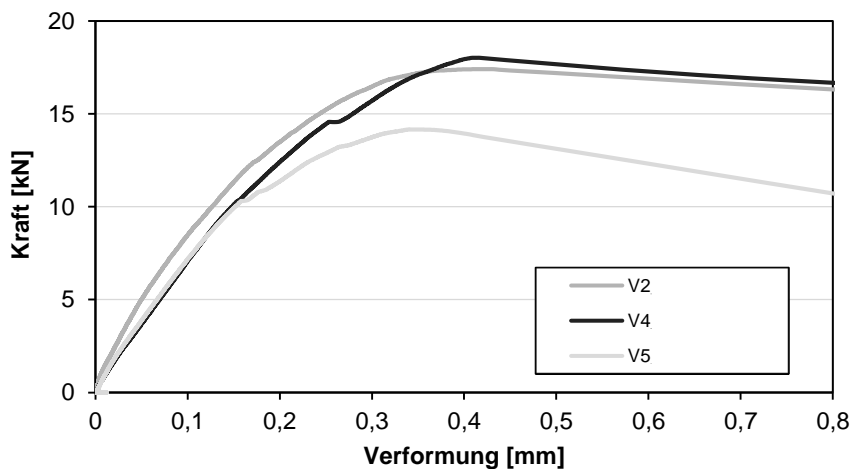


Abb. H.2: Kraft-Weg-Linien der dauerbelasteten Versuche aus UHPC MB5 mit einer Plattendicke von $h = 30 \text{ mm}$

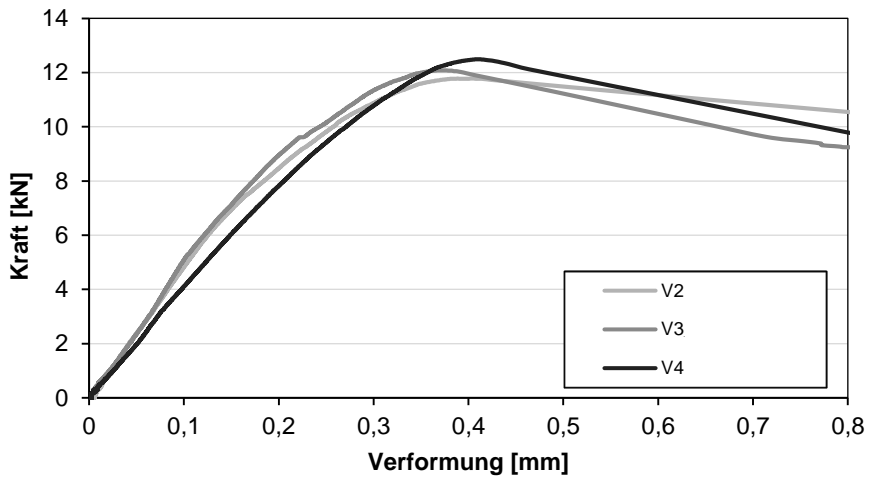


Abb. H.3: Kraft-Weg-Linien der dauerbelasteten Versuche aus UHPC MB5 mit einer Plattendicke von $h = 25$ mm

I Anhang „Verbindungsmittelimperfektion“

Tab. I.1: Ergebnisse der Parameterstudie zur Verbindungsmittelimperfektion in ANSYS Workbench, für einen Auslenkungswinkel von 10°

Imperfektionswinkel	Vorsatzschalendicke	Verbindungsmittelabstand	Max. Hauptspannung inf. Imperfektion	Ref. Hauptspannung ohne Imp.	Steifigkeitsbeiwert
ϕ_{imp}	d_{VS}	$a_{VM} = b_{VM}$	$\sigma_{1,imp,max}$	σ_1	ν_u
[°]	[m]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[1/m]
10	0,015	0,5	39,27	33,59	4914,85
10	0,015	0,75	54,66	46,98	3276,56
10	0,015	1	74,86	64,24	2457,42
10	0,015	0,5	42,13	37,69	13672,21
10	0,015	0,75	55,25	50,06	9114,81
10	0,015	1	73,88	66,62	6836,11
10	0,015	0,5	43,27	39,22	27305,10
10	0,015	0,75	55,41	51,01	18203,40
10	0,015	1	73,47	67,15	13652,55
10	0,03	0,5	19,35	16,27	614,36
10	0,03	0,75	29,90	25,77	409,57
10	0,03	1	41,96	34,86	307,18
10	0,03	0,5	28,71	25,34	1709,03
10	0,03	0,75	37,73	34,39	1139,35
10	0,03	1	48,78	42,82	854,51
10	0,03	0,5	33,94	30,50	3413,14
10	0,03	0,75	41,54	38,68	2275,43
10	0,03	1	51,65	46,35	1706,57
10	0,05	0,5	9,46	5,81	132,70
10	0,05	0,75	12,68	11,34	88,47
10	0,05	1	19,74	16,79	66,35
10	0,05	0,5	14,26	13,09	369,15
10	0,05	0,75	22,33	20,84	246,10
10	0,05	1	30,24	27,53	184,57
10	0,05	0,5	20,47	19,42	737,24
10	0,05	0,75	28,76	27,61	491,49
10	0,05	1	35,94	34,00	368,62

Tab. I.2: Ergebnisse der Parameterstudie zur Verbindungsmittelimperfection in ANSYS Workbench, für einen Auslenkungswinkel von 15°

Imperfektionswinkel	Vorsatzschalendicke	Verbindungsmittelabstand	Max. Hauptspannung inf. Imperfektion	Ref.-hauptspannung ohne Imp.	Steifigkeitsbeiwert
ϕ_{imp}	d_{VS}	$a_{VM} = b_{VM}$	$\sigma_{1,imp,max}$	σ_1	ν_u
[°]	[m]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[1/m]
15	0,015	0,5	42,65	33,59	4914,85
15	0,015	0,75	62,63	46,98	3276,56
15	0,015	1	84,79	64,24	2457,42
15	0,015	0,5	45,92	37,69	13672,21
15	0,015	0,75	63,28	50,06	9114,81
15	0,015	1	84,34	66,62	6836,11
15	0,015	0,5	47,20	39,22	27305,10
15	0,015	0,75	63,26	51,01	18203,40
15	0,015	1	84,25	67,15	13652,55
15	0,03	0,5	20,37	16,27	614,36
15	0,03	0,75	30,36	25,77	409,57
15	0,03	1	42,56	34,86	307,18
15	0,03	0,5	29,60	25,34	1709,03
15	0,03	0,75	37,66	34,39	1139,35
15	0,03	1	48,43	42,82	854,51
15	0,03	0,5	34,61	30,50	3413,14
15	0,03	0,75	40,91	38,68	2275,43
15	0,03	1	50,76	46,35	1706,57
15	0,05	0,5	9,13	5,81	132,70
15	0,05	0,75	12,64	11,34	88,47
15	0,05	1	19,83	16,79	66,35
15	0,05	0,5	14,18	13,09	369,15
15	0,05	0,75	21,30	20,84	246,10
15	0,05	1	29,75	27,53	184,57
15	0,05	0,5	19,63	19,42	737,24
15	0,05	0,75	26,91	27,61	491,49
15	0,05	1	35,01	34,00	368,62

Tab. I.3: Ergebnisse der Parameterstudie zur Verbindungsmittelimperfection in ANSYS Workbench, für einen Auslenkungswinkel von 20°

Imperfektionswinkel	Vorsatzschalendicke	Verbindungsmittelabstand	Max. Hauptspannung inf. Imperfektion	Ref.-hauptspannung ohne Imp.	Steifigkeitsbeiwert
ϕ_{imp}	d_{VS}	$a_{VM} = b_{VM}$	$\sigma_{1,imp,max}$	σ_1	ν_u
[°]	[m]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[1/m]
20	0,015	0,5	44,42	33,59	4914,85
20	0,015	0,75	64,54	46,98	3276,56
20	0,015	1	90,91	64,24	2457,42
20	0,015	0,5	48,03	37,69	13672,21
20	0,015	0,75	65,72	50,06	9114,81
20	0,015	1	91,61	66,62	6836,11
20	0,015	0,5	49,54	39,22	27305,10
20	0,015	0,75	66,24	51,01	18203,40
20	0,015	1	92,01	67,15	13652,55
20	0,03	0,5	19,93	16,27	614,36
20	0,03	0,75	31,98	25,77	409,57
20	0,03	1	45,27	34,86	307,18
20	0,03	0,5	28,15	25,34	1709,03
20	0,03	0,75	38,93	34,39	1139,35
20	0,03	1	51,23	42,82	854,51
20	0,03	0,5	32,77	30,50	3413,14
20	0,03	0,75	41,90	38,68	2275,43
20	0,03	1	53,60	46,35	1706,57
20	0,05	0,5	8,33	5,81	132,70
20	0,05	0,75	12,37	11,34	88,47
20	0,05	1	20,29	16,79	66,35
20	0,05	0,5	14,03	13,09	369,15
20	0,05	0,75	20,32	20,84	246,10
20	0,05	1	29,59	27,53	184,57
20	0,05	0,5	18,95	19,42	737,24
20	0,05	0,75	25,19	27,61	491,49
20	0,05	1	34,46	34,00	368,62

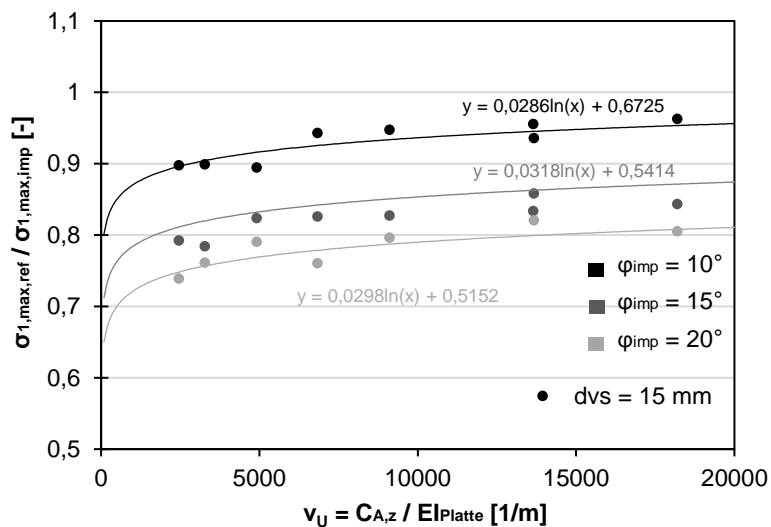


Abb. I.1: Entwicklung des Abminderungsfaktors $\alpha_{imp,i}$ in Abhängigkeit des Seifigkeitsverhältnisses ν_u bei $d_{vs} = 15$ mm, mit Regressionsverläufen

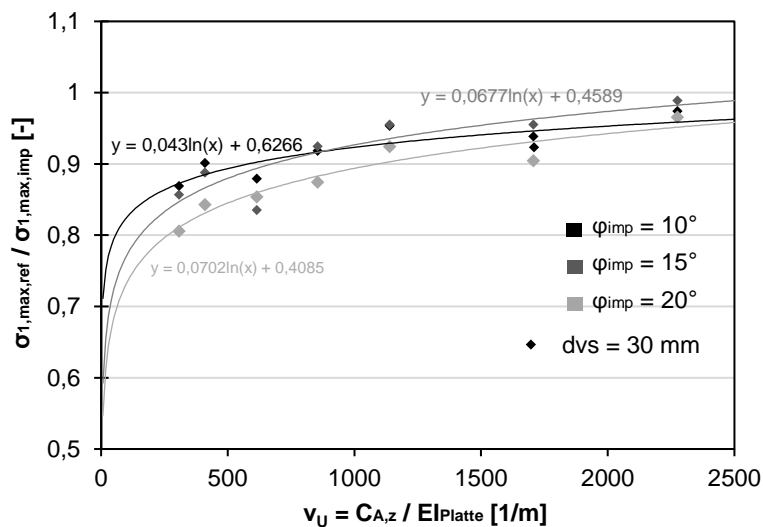


Abb. I.2: Entwicklung des Abminderungsfaktors $\alpha_{imp,i}$ in Abhängigkeit des Seifigkeitsverhältnisses ν_u bei $d_{vs} = 30$ mm, mit Regressionsverläufen

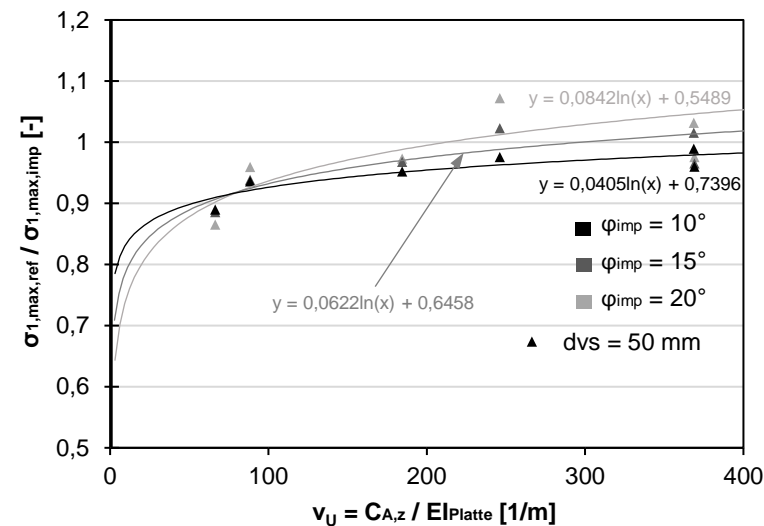


Abb. I.3: Entwicklung des Abminderungsfaktors $\alpha_{imp,i}$ in Abhängigkeit des Seigigkeitsverhältnisses ν_U bei $d_{vs} = 50$ mm, mit Regressionsverläufen

Tab. I.4: Herleitung der Berechnungsgleichungen aus Abschnitt 5.3.5.2°

d_{vs} / φ_{imp}	Gleichung aus Abb. I.1 – I.3	vereinfachte, kalibrierte Gleichung
15 / 10	$\alpha_{imp,15} = 0,0286 \ln(\nu_U) + 0,6725$	$\alpha_{imp,15} = 0,03 \ln(\nu_U) + 0,64$
15 / 15	$\alpha_{imp,15} = 0,0318 \ln(\nu_U) + 0,5414$	$\alpha_{imp,15} = 0,03 \ln(\nu_U) + 0,54$
15 / 20	$\alpha_{imp,15} = 0,0298 \ln(\nu_U) + 0,5152$	$\alpha_{imp,15} = 0,03 \ln(\nu_U) + 0,50$
	Ausklammern von φ_{imp} :	$\alpha_{imp,15} = \frac{3}{100} \ln(\nu_U) - \frac{14}{100} \varphi_{imp} + \frac{77}{100}$
30 / 10	$\alpha_{imp,30} = 0,043 \ln(\nu_U) + 0,6266$	$\alpha_{imp,30} = 0,07 \ln(\nu_U) + 0,42$
30 / 15	$\alpha_{imp,30} = 0,0677 \ln(\nu_U) + 0,4589$	$\alpha_{imp,30} = 0,07 \ln(\nu_U) + 0,40$
30 / 20	$\alpha_{imp,30} = 0,0702 \ln(\nu_U) + 0,4085$	$\alpha_{imp,30} = 0,07 \ln(\nu_U) + 0,38$
	Ausklammern von φ_{imp} :	$\alpha_{imp,30} = \frac{7}{100} \ln(\nu_U) - \frac{4}{100} \varphi_{imp} + \frac{46}{100}$
50 / 10	$\alpha_{imp,50} = 0,0405 \ln(\nu_U) + 0,7396$	$\alpha_{imp,50} = 0,04 \ln(\nu_U) + 0,73$
50 / 15	$\alpha_{imp,50} = 0,0622 \ln(\nu_U) + 0,6458$	$\alpha_{imp,50} = 0,04 \ln(\nu_U) + 0,72$
50 / 20	$\alpha_{imp,50} = 0,0842 \ln(\nu_U) + 0,5489$	$\alpha_{imp,50} = 0,04 \ln(\nu_U) + 0,70$
	Ausklammern von φ_{imp} :	$\alpha_{imp,50} = \frac{4}{100} \ln(\nu_U) - \frac{3}{100} \varphi_{imp} + \frac{76}{100}$

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Milan Kito Schultz-Cornelius
Staatsangehörigkeit: deutsch

Beruflicher Werdegang

seit 05/2013 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Kaiserslautern am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Hochschulausbildung

09/2010 – 04/2013 Studium „Structural Engineering“ an der Brandenburgischen Technische Universität Cottbus, Abschluss: M.Sc.
09/2011 – 02/2012 Studium „Civil Engineering“ an der Wrocław University of Technology, Polen
09/2007 – 08/2010 Studium „Bauingenieurwesen“ an der Hochschule Lausitz, Abschluss: B.Eng.

Schulausbildung

06/2006 Fachabitur Elektrotechnik an der Hein-Moeller-Schule, Oberstufenzentrum Energietechnik II, Berlin